

DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

REVUE MENSUELLE

AVRIL-MAI 1952

Cinquième année, N° 52-53.

SOMMAIRE

	Pages.
V. RAYMOND et G. FROMENT, Mesures particulières de protection et de salubrité applicables aux chantiers de travaux dans l'air comprimé. Exposé des résultats d'études	425
Série : Questions générales (XVII).	
F. DERVIEUX, Application de la mécanique du sol. Le compactage des sols	449
Série : Sols et Fondations (VII).	
F. PUPIL, Contrôle de l'inflammabilité des matériaux	461
Série : Essais et Mesures (XXII).	
R. CADIERGUES et J. GENEVAY, La conductibilité thermique des matériaux	471
Série : Équipement technique (XXV).	
R. L'HERMITE et J.-J. GRIEU, Étude expérimentale récente sur le retrait des ciments et des bétons	491
Série : Liants Hydrauliques (IX).	
G. VRAIN, Stabilité des constructions appliquée aux bois. Première partie : Statique graphique	515
Manuel de la Charpente en bois (XIII).	
Documentation technique réunie en février 1952	543
Documentation technique (LIV).	

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES
ET DE DOCUMENTATION TECHNIQUE
28, BOULEVARD RASPAIL, PARIS (VII^e)

LABORATOIRES DU BATIMENT
ET DES TRAVAUX PUBLICS
12, RUE BRANCION, PARIS (XV^e)

BUREAU SECURITAS
9, AVENUE VICTORIA, PARIS (IV^e)

CENTRE D'INFORMATION ET DE
DOCUMENTATION DU BATIMENT
100, RUE DU CHERCHE-MIDI, PARIS (VI^e)

Édité par La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.

(Société à responsabilité limitée au capital de 600 000 F.)

C. C. P. PARIS 8524-12

28, boulevard Raspail, PARIS-VII^e

Tél. : BAB. 18-56

Une des principales missions de L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

consiste à mettre à la disposition de toute personne intéressée par les problèmes de la construction, une vaste documentation fournie par :

Le service de documentation de l'Institut Technique

qui dépouille près de 400 périodiques techniques dont plus de la moitié viennent de l'étranger;

*Les Laboratoires du Bâtiment
et des Travaux Publics;*

*Des techniciens français et étrangers
de la profession.*

Soit au cours de conférences ou de visites de chantier organisées par le *Centre d'Études Supérieures*.

Soit dans des exposés traitant de questions ou de réalisations diverses.

A cet effet, l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics dirige la rédaction ou rédige :

1^o Des ouvrages divers parmi lesquels il faut citer : les Règles d'utilisation de certains matériaux (béton armé, acier, etc.), des Règles ayant trait à des problèmes particuliers (par exemple : les effets de la neige et du vent sur les constructions). L'application de certaines de ces règles a été rendue obligatoire par le MINISTÈRE DE LA RECONSTRUCTION ET DE L'URBANISME pour les travaux relevant de son autorité.

(La liste des publications et les conditions d'envoi sont adressées sur demande formulée à la *Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*.)

2^o Les ANNALES qui publient :

Les conférences et comptes rendus de visites de chantiers organisées par le *Centre d'Études Supérieures*;

Des études originales françaises et étrangères;

Les Manuels du béton armé, de la charpente en bois et de la construction métallique;

Les comptes rendus de recherches d'intérêt général poursuivies par les Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics;

Une documentation technique.

Chaque sujet est classé dans les séries suivantes :

Architecture et Urbanisme.

Technique générale de la construction.

Théories et Méthodes de calcul.
(Résistance des matériaux.)

Essais et Mesures.

Sols et fondations.

Gros œuvre.

(Maçonnerie, travail du bois.)

Construction métallique.

Travaux Publics.

Matériaux.

(Pierres et Minéraux. Géologie.)

Liants hydrauliques.

Béton. Béton armé.

Béton précontraint.

Équipement technique.

(Électricité, chauffage et ventilation,
froid, acoustique, plomberie, couverture,
étanchéité.)

Aménagement intérieur.

Matériel de chantier.

Questions générales.

(Questions économiques, hygiène, sécurité.)

Documentation technique.

Manuel du Béton armé.

Manuel de la Charpente en bois.

Manuel de la Construction Métallique.

EMBOITAGE POUR LES ANNALES

Pour permettre à nos abonnés de conserver facilement en bibliothèque avant reliure les numéros des « Annales », nous mettons à leur disposition un emboitage avec jaquette, pouvant contenir une année complète des « Annales ».

Au prix de 700 F

Plus frais d'expédition :

France et Union Française 110 F

Étranger 190 F

Les demandes, accompagnées de leur montant, doivent être adressées à La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 28, boulevard Raspail, Paris-VII^e, C. C. P. Paris 8524-12. Elles seront satisfaites dans le délai maximum d'un mois.

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

REVUE MENSUELLE

Éditée par *LA DOCUMENTATION TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS*
Société à responsabilité limitée au capital de 600 000 F.

28, boulevard Raspail, PARIS-VII^e — Téléphone : BABylone 18-56

Comptes Chèques Postaux Paris 8524-12

FRANCE
ET FRANCE D'OUTRE-MER ÉTRANGER

Abonnement annuel.....	8 000 F	8 500 F
Par abonnement supplémentaire	4 000 F	4 500 F

SOMMAIRE

	Pages.
V. RAYMOND et G. FROMENT, Mesures particulières de protection et de salubrité applicables aux chantiers de travaux dans l'air comprimé. Exposé des résultats d'études	425
Série : Questions générales (XVII).	
F. DERVIEUX, Application de la mécanique du sol. Le compactage des sols	449
Série : Sols et Fondations (VII).	
F. PUPIL, Contrôle de l'inflammabilité des matériaux	461
Série : Essais et Mesures (XXII).	
R. CADIERGUES et J. GENEVAY, La conductibilité thermique des matériaux	471
Série : Équipement technique (XXV).	
R. L'HERMITE et J.-J. GRIEU, Étude expérimentale récente sur le retrait des ciments et des bétons	491
Série : Liants Hydrauliques (IX).	
G. VRAIN, Stabilité des constructions appliquée aux bois. Première partie : Statistique graphique	515
Manuel de la Charpente en bois (XIII).	
Documentation technique réunie en février 1952.	543
Documentation technique (LIV).	

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

AVRIL-MAI 1952

Cinquième Année, N° 52-53.

Série : QUESTIONS GÉNÉRALES (XVII).

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

CONFÉRENCE DU 12 JUIN 1951

Sous la présidence de **M. BERTHET**, Président de la Commission Hygiène, Sécurité, Accidents du Travail (prévention) de la Fédération Nationale des Travaux Publics.

MESURES PARTICULIÈRES DE PROTECTION ET DE SALUBRITÉ APPLICABLES AUX CHANTIERS DE TRAVAUX DANS L'AIR COMPRIMÉ

EXPOSÉ DES RÉSULTATS D'ÉTUDES

Par le Docteur **V. RAYMOND**, Professeur Agrégé du Val-de-Grâce et le Général **G. FROMENT**, du Cadre de Réserve, Conseillers techniques de l'Organisme Professionnel de Prévention du Bâtiment et des Travaux Publics.

SOMMAIRE

	Pages.
EXPOSÉ DU PROFESSEUR RAYMOND. — Étude biologique	427
EXPOSÉ DU GÉNÉRAL FROMENT. — Détermination de la durée maximum admissible pour une séance journalière continue de travail sous une pression constante déterminée.....	432
ANNEXE I. — Tableau donnant le pourcentage de saturation à 1 mn d'intervalle des tissus qui sont saturés à moitié respectivement en 75, 40, 20, 10 et 5 mn.	444
ANNEXE II. — Loi de variation de la tension d'absorption PS dans l'hypothèse d'un abaissement à vitesse constante a de la pression ambiante P_2 à une valeur P_1 — PI.....	445
ANNEXE III. — Note de calculs relative à la détermination de la durée de la décompression t_d dans le cas d'un poste de travail ($t_c + \theta + t_d$) de 8 heures sous une pression effective P_2 de 2 kg/cm^2	447

ALLOCUTION DU PRÉSIDENT

MESSIEURS,

Le docteur RAYMOND, professeur agrégé du Val-de-Grâce, et le général FROMENT, du cadre de réserve, tous deux Conseillers Techniques de l'Office Professionnel de Prévention du Bâtiment, vont vous exposer successivement les résultats d'étude sur les mesures particulières de protection et de salubrité applicables aux chantiers de travaux dans l'air comprimé.

Avant d'ouvrir cette conférence, nous nous devons de rappeler le souvenir de M. Jacques CAMBON, décédé il y a un an. Spécialiste éprouvé en matière de travaux dans l'air comprimé, il avait recueilli de nombreuses observations et mis son expérience à notre disposition.

Cet hommage rendu à la mémoire de Jacques CAMBON, je donne la parole à M. le docteur RAYMOND.

RÉSUMÉ

Le professeur RAYMOND rappelle que les accidents dus à l'air comprimé sont provoqués par le dégagement brutal, avec effervescence, de l'azote dissous dans le sang et les tissus quand on effectue une décompression trop rapide.

L'étude biologique du phénomène de dissolution de l'azote dans les tissus et de son dégagement au cours de la décompression (temps de saturation des tissus, rapport entre la sursaturation et la pression extérieure, etc.) conduit aux règles d'Haldane, qui sont à la base de toutes les tables modernes de décompression.

La présente étude montre que le meilleur traitement des coups de pression est une recompresion bien faite, dépassant de 1 kg la pression de soulagement et suivie d'une décompression extrêmement lente.

L'exposé du général FROMENT concerne les résultats d'une étude relative à la détermination de la durée maximum admissible pour une séance de travail continue, sous une pression déterminée, en se basant sur les données expérimentales dont les principes figurent dans le résumé de l'exposé du professeur RAYMOND.

Ces résultats conduisent à formuler les conclusions consignées ci-après :

a) Dans les limites normales de durée des séances, sous une pression déterminée, le temps nécessaire pour réaliser une décompression satisfaisante est proportionnel à la durée du séjour dans l'air comprimé;

b) Il est donc possible de fixer, pour la conduite de la décompression, des règles précises et d'une application assez facile;

c) Il conviendrait de réduire assez sensiblement les limites supérieures admises actuellement pour la durée des séances de travail;

d) Il ne semble pas recommandable d'adopter la solution américaine des séances fractionnées.

SUMMARY

Professor RAYMOND points out that accidents due to compressed air are caused by sudden release, accompanied by effervescence, of nitrogen dissolved in the tissues and in the blood-stream when the decompression process take place too suddenly.

Biological studies on the phenomenon of the solution of nitrogen in the tissues and its release on decompression (time required to saturate the tissues, relation between sursaturation and external pressure, etc.) led to the laws of Haldane on which all modern decompression tables are based.

The present paper sets out to show that the best treatment of caisson-disease is adequate recompression, exceeding the relief pressure by one kilogramme, followed by extremely slow decompression.

The study by general FROMENT deals with results of an investigation carried out with the object of determining the maximum permissible shift to be worked under given pressure conditions. The study was based on experimental data, the principles underlying the data have been outlined in the summary of Pr. RAYMOND's paper.

The results led to the following conclusions :

a) Within the normal limits of shifts worked under a given pressure, the time required to achieve a satisfactory decompression is proportional to the time spent in compressed air;

b) Consequently, it is possible to establish precise and fairly easy rules for the organization of the decompression operation;

c) An appreciable reduction in the maximum permissible time limits accepted hitherto seems desirable;

d) It does not seem advisable to adopt the American method of interrupted shifts.

EXPOSÉ DU PROFESSEUR RAYMOND

ÉTUDE BIOLOGIQUE

A ses débuts, le travail dans l'air comprimé était très dangereux. Il y a eu, vers 1840, des mortalités allant jusqu'à 25 % des ouvriers, dans certains travaux de caisson.

La cause des accidents est restée pratiquement inconnue jusqu'aux mémorables travaux de Paul BERT, de 1870 à 1878, sur la pression barométrique. Paul BERT démontra, de façon irréfutable, que les accidents sont dus à la présence dans le sang de bulles gazeuses qui se produisent lors des décompressions trop rapides.

A la suite de ses travaux, presque tous les pays ont réglementé les temps de décompression. En France, les mesures à prendre pour les travaux dans l'air comprimé ont été réglementées par le décret du 1^{er} octobre 1913 (modifié par le décret du 26 novembre 1934) et par l'arrêté du 9 octobre 1913, dont les prescriptions sont encore, actuellement, en vigueur.

Ces prescriptions ont entraîné une diminution considérable de la mortalité; mais il persiste un certain nombre de cas graves et de nombreux cas légers.

Aussi a-t-on, de tous les côtés, cherché à améliorer cette prévention. Les travaux les plus importants ont été faits en Angleterre, vers 1907, par le Comité de la plongée profonde dont l'animateur était le grand physicien et physiologiste, J. S. HALDANE.

De l'analyse de plus en plus poussée des phénomènes physiologiques qui surviennent pendant la décompression, se sont peu à peu dégagés les principes directeurs qui permettent de réaliser une prévention beaucoup plus efficace.

I. — Étude de la compression.

Quand un gaz est en présence d'un liquide, une certaine quantité de ce gaz se dissout dans ce liquide (loi de Dalton).

La quantité de gaz ainsi dissoute dépend de quatre facteurs :

- a) Nature du gaz;
- b) Nature du solvant;
- c) Pression;
- d) Temps.

a) Nature du gaz.

L'air au niveau des poumons se trouve en contact avec le sang, dont il n'est séparé que par une fine membrane ne gênant pas les échanges gazeux. Il se dissout donc une certaine quantité d'air dans le sang.

Mais l'air est un mélange contenant 21 % d'oxygène pour 79 % d'azote. Comme la dissolution de chacun des gaz d'un mélange est proportionnelle à sa tension partielle dans le mélange, il se dissout donc environ quatre

fois plus d'azote que d'oxygène (l'oxygène constitue les 8/35 des gaz que l'on trouve à l'analyse du sang normal).

D'autre part, les deux gaz se comportent de façons très différentes dans l'organisme humain.

L'oxygène est un gaz actif, facteur essentiel de toutes les combustions organiques. Une quantité d'oxygène, bien plus importante que celle qui est dissoute, se fixe sur l'hémoglobine des globules rouges, et est transportée par elle jusque dans l'intimité des tissus où elle est utilisée pour les combustions vitales.

Un excès d'oxygène en dissolution n'est donc guère à redouter dans les conditions ordinaires des travaux de caisson et n'intervient pratiquement pas dans les accidents de décompression.

Il n'en est pas de même de l'azote, gaz inerte, qui ne fait que traverser l'organisme sans être utilisé par lui.

Seul, il est responsable des accidents de décompression.

b) Nature du solvant.

Les gaz qui pénètrent dans les poumons se dissolvent d'abord dans le sang, mais ils ne s'y cantonnent pas. Le sang est un vecteur qui les transporte dans tous les tissus où ils vont se dissoudre.

Or, le coefficient de solubilité des gaz varie suivant la nature des solvants, c'est-à-dire, en l'espèce, des tissus, fait sur lequel HALDANE a appelé particulièrement l'attention. L'azote est cinq à six fois plus soluble dans les graisses que dans l'eau. Le corps humain contient environ 70 % d'eau et 13 % de graisse. La graisse est répartie de façon inégale selon les tissus. Un tissu dissoudra donc une quantité d'azote plus ou moins considérable selon sa teneur en graisse.

HALDANE a divisé, d'une façon un peu artificielle, mais commode, les tissus de l'organisme en cinq catégories suivant leur capacité d'absorption pour l'azote.

Quand l'organisme est complètement saturé, il contient 14 cm³ de ce gaz par kilogramme de poids, soit environ 1 litre au total. Cette quantité est répartie à raison de 1/26 dans le sang et de 25/26 pour l'ensemble des autres organes, les tissus graisseux contenant beaucoup plus d'azote que les tissus aqueux, à volume égal.

c) Pression.

La quantité de gaz dissoute dans un liquide est proportionnelle à la pression de ce gaz. Une atmosphère correspond à une pression de 1 kg, de 76 cm de mercure ou de 10 m d'eau.

A la pression atmosphérique, c'est-à-dire à 1 atmosphère, le corps humain contient 1 litre d'azote en dissolution. Il est donc capable de dissoudre ou d'éliminer 1 litre d'azote chaque fois que la pression augmente ou diminue de 1 atmosphère.

On appelle :

— Pression effective la pression de l'air comprimé exprimée (généralement en kilogrammes) sur le manomètre des caissons;

— Pression absolue, la pression effective plus la pression atmosphérique (soit 1 kg de plus);

— Pression de saturation, ou pression d'azote, ou tension de dissolution, la quantité d'azote que peut, à volume égal, fixer un tissu donné pour être complètement saturé. Elle sera de cinq ou six fois plus forte pour la graisse que pour l'eau et variera, pour chaque tissu, suivant la proportion de ses constituants hydriques ou graisseux.

d) Temps.

Le sang se sature presque instantanément à son passage dans les poumons, car la surface de contact est énorme, environ 150 m² pour 1 litre de sang.

L'azote est transporté, par le sang, dans les tissus où il diffuse de proche en proche et se dissout proportionnellement à l'écart existant entre la pression d'azote dans le sang et celle du tissu considéré, jusqu'à ce que la saturation soit complète.

Cette fixation demande un certain temps. Elle est d'autant plus rapide pour un tissu donné que :

1^o La pression d'azote, c'est-à-dire la solubilité de l'azote, est plus faible;

2^o Les capillaires qui l'irriguent sont plus nombreux;

3^o Le débit sanguin est plus abondant. Notons, en passant que ce débit augmente avec le travail.

Pour tenir compte de tous ces éléments, HALDANE a caractérisé ses cinq variétés de tissus, non par leur pression d'azote, mais par le temps qu'ils mettent à se saturer à 50 %. Le tableau suivant donne les temps de saturation à 50 % et à 100 %.

	5 T	10 T	20 T	40 T	75 T
Saturation à 50 %.	5 mn	10 mn	20 mn	40 mn	75 mn
Saturation à 100 %.	33 mn = 1/2 h	66 mn 4 = 1 h	133 mn = 2 h 13	265 mn = 4 h 25	498 mn = 8 h 18

Ultérieurement, BEHNKE a démontré que la moelle osseuse, en raison de sa richesse en graisse, de sa mauvaise irrigation et de la lenteur de son débit sanguin, correspondait à 120 T, soit à une vitesse de saturation :

$$\begin{array}{ll} \text{A } 50 \% \dots & 120 \text{ mn} = 2 \text{ h} \\ \text{A } 100 \% \dots & 9 \text{ à } 13 \text{ h} \end{array}$$

Sur ces bases, ont été construites des courbes exponentielles, vérifiées par l'expérience, qui montrent que les temps sont de plus en plus longs à mesure que l'on se rapproche de la saturation totale.

En somme, l'état d'équilibre gazeux est réalisé, pour une pression donnée quand la pression d'azote de tous les tissus de l'organisme a été saturée, ce qui demande, selon la nature de ces derniers de 33 mn pour les tissus de 5 T à 9 ou 13 heures pour les tissus de 120 T.

Pour les pressions utilisées de façon courante chez les tubistes ou les scaphandriers des travaux publics, tout ceci se passe sans entraîner d'accident sérieux à la compression.

II. — Décompression.

D'après la loi de Dalton, quand la pression diminue, une partie des gaz dissous dans un liquide revient à l'état gazeux et s'échappe en bouillonnant; c'est ce qui se produit quand on débouche une bouteille de soda.

Dans le corps humain un tel phénomène doit amener le passage à l'état gazeux de 1 litre d'azote pour chaque diminution de 1 atmosphère et la présence de nombreuses bulles gazeuses véhiculées par le sang.

Fort heureusement, les choses ne se passent pas habituellement ainsi; car il entre en jeu le plus souvent, un phénomène physique qui permet à l'azote de s'éliminer progressivement sans effervescence.

Dès que la pression extérieure tombe au-dessous de la pression d'azote d'un tissu, le plus souvent les échanges gazeux s'inversent. L'azote du sang est rejeté par les poumons et l'azote des organes passe progressivement des tissus à forte pression d'azote vers ceux qui en ont une moindre pour aboutir au sang. L'élimination se fait suivant une courbe exponentielle qui est l'inverse de celle de la compression avec des temps identiques. Elle est rapide au début et de plus en plus lente à la fin.

Si la saturation est complète, la diffusion d'azote s'inverse dès le début de la décompression.

Si, ce qui est beaucoup plus fréquent, la saturation n'est pas complète, et si la pression extérieure n'est pas abaissée très brusquement au-dessous de la tension des tissus, la diffusion ne s'inverse qu'au bout d'un certain temps.

La lenteur d'élimination est due à ce qu'il persiste un état de sursaturation des tissus en azote, comparable à celui qui se produit dans certaines solutions salines.

Mais cette sursaturation, comme toutes les sursaturations, est instable.

Elle se mesure par le coefficient de sursaturation qui est, pour un tissu donné, le rapport :

$$\frac{\text{pression extérieure d'azote du tissu}}{\text{pression extérieure (totale)}}$$

Ce coefficient a une valeur critique, variable selon les individus et les circonstances, qui ne doit pas être dépassée. Sinon, la sursaturation cesse brusquement, l'effervescence se produit. Elle entraîne la production de bulles génératrices d'embolies gazeuses, qui sont la cause de tous les accidents.

La formation des bulles gazeuses est donc un phénomène différent de celui de l'élimination des mêmes gaz sans rupture de la sursaturation.

Il est extrêmement important de savoir quelles sont les conditions qui amènent la cessation de la sursaturation et la production de l'effervescence, c'est-à-dire quelle est la valeur critique que ne doit pas dépasser le coefficient de sursaturation.

Les recherches d'HALDANE sont, sur ce point, capitales. Il est parti du fait qu'un plongeur n'éprouvait jamais de troubles, après une remontée immédiate d'une profondeur de 12 m à la surface de l'eau, quelle qu'ait été la durée du séjour en pression.

A 12 m, la pression totale est, sensiblement, de 2 atmosphères : pression atmosphérique (1 atmosphère) + 12 m (1 atmosphère).

Donc, en passant de 2 atmosphères à 1, c'est-à-dire avec une décompression de 50 %, il ne se produit pas d'effervescence néfaste.

Comme, par ailleurs, le volume d'azote qui tend à se libérer pendant la dépression est le même quelle que soit la pression initiale, HALDANE a généralisé cette règle et admis qu'on peut abaisser rapidement sans danger la pression jusqu'à une valeur égale à la moitié de la pression absolue qu'a supportée l'ouvrier pendant son travail.

On peut passer, par exemple, rapidement et sans danger, de :

6 kg absolu (5 atmosphères + 1 pression atmosphérique) à 3 kg absolu (2 atmosphères + 1 pression atmosphérique),

ou de :

4 kg absolu (3 atmosphères + 1 pression atmosphérique) à 2 kg absolu (1 atmosphère + 1 pression atmosphérique).

Cette règle a été vérifiée un grand nombre de fois et est actuellement universellement admise.

La décompression, d'après la règle d'Haldane, doit donc être faite de la façon suivante :

— Abaissement rapide de la pression jusqu'à la moitié de la pression absolue.

— Ce résultat obtenu, réduction progressive de la pression restante d'une façon suffisamment lente pour que la pression extérieure soit toujours égale au moins à la moitié de la pression d'azote dans le tissu le plus riche en ce gaz. On y parvient en faisant une décompression de plus en plus ralenties et coupée de paliers.

C'est surtout vers la fin, quand on se rapproche de la pression atmosphérique, que la valeur critique du coefficient de sursaturation risque d'être dépassée. Prenons, en effet, par exemple, un tissu ayant une pression d'azote correspondant à 4 atmosphères (pression absolue). On peut descendre à 2 atmosphères (pression absolue), soit 1 atmosphère de pression effective, sans que le coefficient de sursaturation dépasse le seuil critique.

Mais le tissu va mettre un temps plus ou moins considérable à se désaturer et, pendant ce temps, il va garder une pression d'azote supérieure à 2 atmosphères (pression absolue).

Cette pression restant relativement fixe, si la pression extérieure continue à baisser, il y aura entre les deux un écart de plus en plus considérable, d'où rupture de la sursaturation et production de bulles. La décompression est donc plus dangereuse à la fin qu'au début.

Or, les premières tables de décompression et la table de décompression encore réglementaire en France, celle du décret du 1^{er} octobre 1913, prescrivent des décompressions lentes et uniformes. Il en résulte une perte de temps inutile au début et des temps insuffisants à la fin.

Aussi, à peu près tous les pays et, en France, la Marine nationale, ont-ils adopté des tables de décompression s'inspirant des règles d'Haldane.

III. — Analyse des accidents de décompression.

Les accidents résultent surtout de la présence de bulles d'azote dans le sang, soit qu'elles s'y forment directement, soit qu'elles naissent dans les tissus et y pénètrent secondairement.

Les bulles de faible dimension peuvent être tolérées dans le torrent circulatoire sans trop de gêne; mais les bulles plus importantes bloquent les capillaires des tissus ou des poumons, créant une asphyxie locale ou générale.

Dans les tissus, les bulles peuvent comprimer les cellules et entraîner la dégénérescence des plus délicates, ou produire indirectement des troubles circulatoires.

Les accidents sont surtout marqués dans les tissus à pression d'azote élevée par suite de leur teneur en graisse et chez ceux qui sont mal irrigués.

a) *Peau, muscles et tissu cellulaire sous-cutané* : dégagement de bulles dans le tissu graisseux sous-cutané parfois tel que la densité du sujet en est diminuée. Elles donnent du prurit, du gonflement douloureux que les ouvriers appellent « puces » ou « moutons ».

b) *Cœur et poumons* : blocage des capillaires pulmonaires et du cœur droit par les gaz. Il en résulte de la dyspnée, de la toux, de l'angoisse précordiale, de l'accélération et de la petitesse du pouls, parfois des accidents syncopaux très graves.

c) *Système nerveux* : les bulles dans les capillaires des centres nerveux entraînent une altération des cellules nerveuses particulièrement fragiles. Il en résulte des troubles moteurs, d'abord « passagers », puis définitifs. Ils sont plus fréquents à la moelle épinière qu'au cerveau, parce que la moelle épinière est assez mal irriguée, enfermée dans une boîte osseuse et enveloppée de tissus graisseux.

d) *Moelle osseuse* : on a mis en évidence, ces derniers temps, des ostéo-arthrites de l'épaule et de la hanche qui surviennent à la suite du travail dans l'air comprimé, après un ou plusieurs coups de pression. La moelle osseuse est riche en graisse, enfermée dans un espace clos, limité par une paroi rigide et fort mal irriguée.

Les bulles y sont donc abondantes et ont beaucoup de peine à s'éliminer; les os constituent, à ce point de vue, de véritables « pièges à bulles », d'où la relative fréquence des lésions tardives dans ces organes.

Les accidents peuvent survenir dans les minutes qui suivent la décompression. Il s'agit d'une effervescence immédiate, par absence de sursaturation.

Ils peuvent être retardés, venir de 4 à 12 heures après la sortie du caisson, sous l'influence du froid, du travail, ou simplement parce que le coefficient de sursaturation a été dépassé secondairement.

Ils peuvent enfin être très tardifs; ce sont les troubles ostéo-articulaires survenant des mois ou des années après l'altération des cellules et des tissus de la moelle osseuse.

IV. — Recompression.

Le traitement physiologique des accidents de décompression consiste en la recompression. Celle-ci agit d'une façon spectaculaire dans 98 % des cas. Elle est d'autant plus efficace qu'elle est faite plus précocement, mais peut agir même si elle est faite quelques heures, ou même 1 ou 2 jours, après le début des accidents.

La recompression a pour effet de rétablir la circulation du sang, d'abord en diminuant le volume des bulles, puis en permettant leur dissolution dans le sang.

Le gaz, qui constitue les bulles sanguines au moment de l'effervescence, a une pression égale à la pression extérieure totale. Mais il reste pendant longtemps de l'azote dissous dans les tissus à une pression supérieure. Il en résulte que le volume des bulles a tendance à augmenter.

Des qu'on recomprime, la pression d'azote augmente dans les bulles et leur volume diminue. Si l'on comprime

de 1 atmosphère, le volume des bulles diminue de moitié; pour 3 atmosphères, on a une nouvelle réduction de moitié.

Les petites bulles, comme nous l'avons vu, peuvent circuler dans le sang sans trop de peine; la diminution de volume permet donc de débloquer, au moins partiellement, l'appareil circulatoire.

D'autre part, dès que la pression d'azote des bulles est redevenue supérieure à la pression d'azote des tissus, les bulles se redissolvent dans ces derniers. La vitesse de dissolution d'une bulle est d'autant plus rapide que son diamètre est plus petit.

L'effet de la recompression est très efficace dès les premiers kilogrammes; elle l'est ensuite de moins en moins. La plupart des accidents disparaissent avec une recompression ≤ 5 kg.

Mais, pour être efficace, la recompression doit être correctement faite. Il arrive trop souvent qu'un accidenté passe dans la chambre de recompression. Un camarade, ou bien lui-même, augmente la pression jusqu'à ce que les accidents gênants ou douloureux aient disparu. Il reste quelques instants, puis se décomprime rapidement et s'en va.

Or ceci est contraire au principe même de la recompression et expose à des accidents secondaires dangereux. En effet, pour agir, la recompression doit être au moins supérieure à la pression à laquelle a travaillé l'ouvrier.

La durée de décompression, d'autre part, doit être plus longue que celle du travailleur normal. Car il est beaucoup plus long d'évacuer des bulles formées dans les tissus que de l'azote en dissolution dans les organes saturés.

Les Américains ont publié des tables de décompression pour toutes les pressions. Le *Centre de recherches sous-marines*, en France, a publié une table simplifiée qui paraît suffisante pour les pressions que l'on utilise couramment dans les travaux publics.

Il recommande de pratiquer la recompression de la façon suivante : On comprime, dès que l'accidenté est dans la chambre de recompression, à la vitesse de 0,750 kg/mn, jusqu'à la pression de soulagement (pression effective lue au manomètre). On augmente ensuite de 1 kg cette pression.

Il ne semble pas utile de dépasser en tout 5 kg. A ce chiffre, la taille des bulles diminue de 83 %. Une augmentation supplémentaire de pression ne donne qu'un gain insignifiant, mais augmente, par contre, le volume d'azote dissous qu'il faudra ensuite éliminer.

On maintient la pression pendant un certain temps, puis on décomprime lentement, selon la méthode de Haldane, avec de longues pauses à chaque palier.

La durée de la décompression est donc très longue. Elle varie, d'ailleurs, suivant la gravité des symptômes et la rapidité de l'amélioration.

On peut la raccourcir en faisant respirer de l'oxygène pur. Mais l'oxygène pur, respiré sous forte pression, est dangereux pour l'organisme. Aussi ne doit-on commencer à utiliser les inhalations d'oxygène pur qu'à partir de 1,8 kg.

Cette technique de compression et de décompression doit être rigoureusement suivie et les temps en être parfaitement respectés, si l'on veut obtenir de la méthode tout le bénéfice qu'on a le droit d'en attendre et surtout si l'on veut éviter les accidents d'une décompression trop rapide.

V. — Réalisations pratiques.

Il est indispensable, pour pratiquer une recompression correcte, de disposer d'un personnel et d'un matériel adéquats.

La première réalisation vraiment satisfaisante a été faite en France par le *Centre de recherches sous-marines* de Toulon, où une chambre de recompression fonctionne dans d'excellentes conditions, depuis plusieurs années. Une installation analogue va être réalisée dans tous les ports de guerre.

Il serait hautement désirable qu'il en soit de même dans les ports de commerce et dans les endroits où ont lieu d'importants travaux de caisson.

L'exemple vient d'être donné par Marseille. Grâce aux efforts conjugués de la Chambre de Commerce, du service portuaire, du bataillon de marins-pompiers, le *Comité Régional de Prévention du Bâtiment et des Travaux Publics* a pu réaliser une organisation remarquable. Une chambre de compression multiplace a été construite dans un local dépendant de la Chambre de Commerce. Elle peut contenir deux accidentés et le personnel médical nécessaire pour les soins à leur donner (fig. 1 à 5).



FIG. 1. — Mise sous pression de la chambre de recompression.

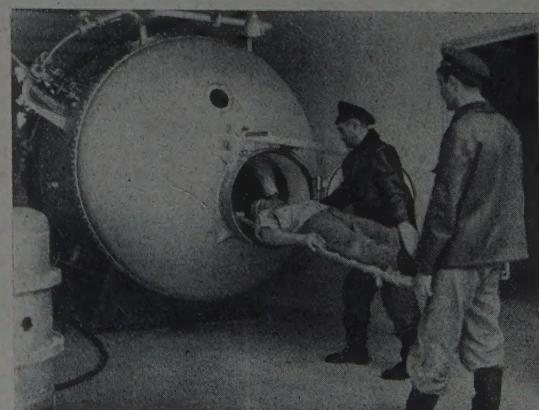


FIG. 2. — Introduction de l'accidenté dans le sas d'entrée.



FIG. 3. — Sas d'entrée avec lit de repos.



FIG. 4. — Passage de l'accidenté du sas d'entrée à la chambre de traitement.



FIG. 5. — Accidenté soigné dans la chambre de recompression.

A cette chambre aboutissent tous les accidentés. Certains y viennent par leurs propres moyens, ce sont ceux qui viennent faire traiter des accidents retardés, secondaires ou prolongés.

Mais, pour les accidents immédiats, il importe que la recompression soit aussi prompte que possible.

Pour cela, on utilise un caisson monoplace, sorte de caisse métallique étanche, aisément transportable, dans lequel on place l'accidenté et dont on élève la pression à l'aide d'un tube d'air comprimé.

On transporte le caisson individuel sur une voiture d'ambulance jusqu'au caisson multiplace. On l'introduit dans ce dernier, on réalise l'équilibre des pressions et l'on passe l'accidenté dans la chambre de traitement où il restera tout le temps nécessaire.

Ceci suppose des manœuvres assez compliquées et nécessite un personnel très averti. A Marseille, ce personnel est fourni par le bataillon des marins-pompiers. Dès qu'ils sont avertis téléphoniquement, ils partent aussi rapidement que pour un incendie. Ils amènent avec eux un caisson monoplace, placent l'accidenté dans ce dernier, le mettent en pression et le ramènent très rapidement au caisson multiplace.

Celui-ci est desservi par les marins-pompiers et par les médecins du groupement de médecine du travail du bâtiment et des travaux publics de Marseille, sous l'active direction du docteur JULLIEN qui a été un des animateurs de cette remarquable réalisation.

Le système a fait ses preuves, puisqu'en quelques semaines cinq accidentés graves ont été traités avec un résultat parfait.

VI. — Conclusion.

De ces études résultent les règles que doit suivre une bonne décompression.

1^o Les accidents de décompression sont dus au dégagement brutal de l'azote du sang et des tissus.

2^o Tant que la saturation n'est pas totale, la quantité d'azote dissous est proportionnelle au temps passé en compression.

3^o La quantité d'azote dissous est proportionnelle pour chaque tissu à son pouvoir d'azote, c'est-à-dire en pratique à sa richesse en graisse.

4^o Les tissus à grand pouvoir d'azote mettent très longtemps à se saturer.

5^o La désaturation demande un temps égal à celui de la saturation.

6^o Tant que l'organisme n'est pas désaturé, il y a possibilité d'effervescence, donc danger.

7^o Si une nouvelle compression survient avant désaturation complète, il y a cumulation des gaz résiduaires de la première compression avec ceux de la deuxième.

8^o L'effervescence est beaucoup plus à redouter à la fin qu'au début de la recompression. D'où la règle d'Haldane : décomprimer rapidement jusqu'à la moitié de la pression, puis lentement et par paliers jusqu'à la pression atmosphérique.

Le général FROMENT vous dira comment, sur ces bases, doivent être établies les tables de décompression.

Mais il ne suffit pas de faire des règlements, il faut qu'ils soient appliqués. Or, l'expérience démontre que

le plus grand nombre des accidents provient de l'inobservation des règles.

Les ouvriers qui ont hâte de quitter leur travail se décompriment trop vite.

Il serait souhaitable qu'il y ait toujours un chef de sas, ayant la responsabilité de la décompression et l'autorité nécessaire pour en faire respecter les règles. Il devrait pouvoir seul commander les appareils de décompression. Certains préconisent qu'il soit, lui-même, en dehors du

sas, pour éviter les sollicitations des camarades pressés de partir ou les siennes propres.

De la même façon, le rôle que joue le guide du scaphandrier est de toute première importance : un guide averti, consciencieux, se rend compte, surtout s'il est lui-même ancien scaphandrier, de tous les incidents qui surviennent au camarade qui est au fond de l'eau et peut lui éviter nombre d'accidents qui malheureusement sont trop souvent mortels.

Le PRÉSIDENT. — Je remercie le docteur RAYMOND de sa parfaite analyse des phénomènes de compression et de décompression et, avant de passer la parole au général FROMENT, je signale aux auditeurs, qui n'assistaient pas ce matin à la conférence rue Saint-Dominique, qu'ils trouveront à cette exposition une maquette très intéressante du caisson de secours, au stand de l'Office de Prévention.

EXPOSÉ DU GÉNÉRAL FROMENT

DÉTERMINATION DE LA DURÉE MAXIMUM ADMISSIBLE POUR UNE SÉANCE JOURNALIÈRE, CONTINUE, DE TRAVAIL SOUS UNE PRESSION CONSTANTE DÉTERMINÉE

I. — Préambule.

L'étude dont les résultats vont être exposés a été entreprise en vue de déterminer, d'après les données les plus récentes concernant les temps de mise en compression et ceux de décompression, la durée maximum à admettre pour une séance journalière, continue, de travail *en caisson ou en bouclier*, sous une pression constante, déterminée.

En ce qui concerne le temps de mise en compression, c'est-à-dire la durée, relativement courte d'ailleurs, du séjour dans le sas, au début de la séance de travail, l'étude de sa détermination sort du cadre de l'exposé et l'on se contentera de signaler que les travaux d'une sous-commission, instituée au ministère du Travail et de la Sécurité Sociale en vue de procéder à la révision du décret du 1^{er} octobre 1913⁽¹⁾, ont conduit à envisager l'adoption de la règle suivante :

— Compression initiale, en 1 mn, jusqu'à une pression de 0,300 kg/cm².

— Maintien de cette pression jusqu'à ce que tous les intéressés déclarent qu'ils ne ressentent aucune gêne, ni aucun trouble et que, par conséquent, l'opération peut être poursuivie;

— Continuation et achèvement de la mise en compression, à une vitesse ne dépassant pas 1 kg/cm² en 3 mn.

⁽¹⁾ Décret relatif aux mesures particulières de protection et de salubrité applicables dans les chantiers de travaux dans l'air comprimé.

II. — Considérations générales.

Remarques préjudiciales.

Dans tout ce qui va suivre et à défaut de stipulation contraire, on devra entendre par *pression*, *la pression effective ou manométrique*, pression dont la valeur est égale à celle de la *pression réelle ou absolue*, diminuée de la valeur de la *pression atmosphérique*.

D'autre part, dans un but de simplification, la valeur de la pression sera donnée en kilogrammes, étant entendu qu'il s'agira de kilogrammes par centimètre carré.

Enfin, le développement des calculs ne sera pas donné⁽¹⁾.

Source des bases de l'étude et documentation.

L'étude a été effectuée d'après la théorie établie, expérimentalement, par le savant physiologiste britannique HALDANE et qui est appliquée presque universellement, en particulier dans les marines militaires anglaise, américaine et française.

D'autre part, mon travail a été très facilité par divers documents, très intéressants, qui m'ont été communiqués par diverses personnes auxquelles je tiens à exprimer ici ma profonde gratitude.

⁽¹⁾ On trouvera ces calculs dans des annexes.

Ce sont :

— M. CUIROT, qui m'a procuré une notice anglaise intitulée « Calcul des temps de décompression d'après la dernière méthode du Professeur J. S. HALDANE »⁽¹⁾ et publiée par Siebe, Gorman and Company, Ltd, Usine Neptune, Tolworth, Subiton (Surrey) ;⁽²⁾

— MM. les Mécaniciens en chef de la marine COURPIE et LANNIER qui ont bien voulu me communiquer les résultats, tant de leurs études personnelles que de celles du Groupe de recherches sous-marines de la Marine nationale, à Toulon.

En outre, l'ouvrage intitulé *La plongée en scaphandre*⁽³⁾ rédigé par plusieurs officiers de marine appartenant au groupe précité, m'a été des plus précieux.

Enfin, c'est pour moi un devoir et un plaisir de signaler qu'un de mes collaborateurs et amis, M. GAUDINOT, ingénieur à notre organisme professionnel de prévention, a publié, dans nos *Cahiers*⁽⁴⁾, une étude mathématique, très intéressante et très poussée, sur la question et avec les résultats de laquelle concordent très sensiblement un certain nombre de ceux qui vont être exposés.

Définitions, règles et principes.

Pour l'intelligence de l'exposé, il est nécessaire que je rappelle ou donne les définitions, règles ou principes ci-après.

a) Tension d'absorption ou de saturation PS.

C'est la pression extérieure, à partir et au-dessous de laquelle, les gaz absorbés par les tissus ou dissous dans le sang ont normalement tendance à se dégager.

En physique médicale, des méthodes permettent de mesurer cette tension, au moyen d'un appareil appelé « aérotonomètre ».

Au bout d'un séjour d'une durée donnée, sous une pression constante et pour un élément absorbant déterminé, la tension considérée est d'autant plus élevée que le pouvoir absorbant du dit élément est plus faible.

De ce point de vue, et comme l'a déjà exposé M. le Professeur RAYMOND, on classe, actuellement, les éléments absorbants se trouvant dans le corps humain en six catégories caractérisées, respectivement, par la période de temps au bout de laquelle ceux appartenant à une même catégorie sont saturés à moitié ou, en d'autres termes, ceux pour lesquels la tension d'absorption est égale à la moitié de la pression ambiante et l'on définit ces catégories par l'indication du nombre de minutes de la période, suivi de la lettre T. On doit noter, incidemment, que lorsqu'il s'agit, non spécialement d'une catégorie déterminée, mais d'un point commun à l'ensemble des catégories (calculs en particulier), on emploie simplement la lettre T.

Pour le moment du moins, on distingue les six catégories :

5 T, 10 T, 20 T, 40 T, 75 T et 120 T.

Les indices les moins élevés concernent les éléments à faible pouvoir absorbant comme le sang et les tissus for-

tement irrigués; les suivants, les tissus plus fermes, et le dernier, les moelles osseuses, éléments dont le pouvoir absorbant est le plus grand.

b) Sursaturation.

Ainsi qu'on le verra plus loin, il arrive, lorsqu'on abaisse brusquement ou rapidement la pression extérieure, à la fin d'une séance de travail, qu'une partie de l'azote absorbé, bien que devenue alors en excès, ne se dégage pas cependant tout de suite ou, en d'autres termes, qu'il y ait *sursaturation*.

HALDANE a établi, expérimentalement :

a) D'une part, que l'élimination de la quantité d'azote en excédent s'effectuait sans danger de formation brusque de bulles;

b) D'autre part, que cette élimination avait lieu comme si l'élément absorbant considéré était saturé pour la tension réelle atteinte au moment où se produit la décompression,

à la condition expresse, toutefois, qu'à ce moment, la valeur du rapport :

$$n = \frac{PS + 1}{PI + 1} = \frac{\text{tension absolue d'absorption}}{\text{pression absolue (dans l'enceinte ou à l'air libre)}}$$

demeure comprise entre :

2,3 pour les tensions voisines de 1,3 kg

et
1,7 pour les pressions de travail égales ou supérieures à 6,5 kg

la valeur moyenne 2 pouvant être adoptée dans tous les autres cas, en particulier pour les travaux en caisson ou en bouclier.

Par ailleurs, des recherches expérimentales, effectuées en Amérique ont permis de constater que, dans les tissus de courte période (inférieure à 40), la tension d'azote baisse très vite pendant une opération de décompression rapide, du fait que le gaz absorbé par ces tissus se diffuse vers ceux de période plus longue, de sorte que la condition énoncée plus haut ne concerne pratiquement que les tissus de 40 T, 75 T et 120 T.

Eu égard aux considérations qui précédent, on admet que la pression ambiante absolue peut, sans inconvenient, être ramenée rapidement (en 2 mn) à la pression atmosphérique absolue, soit 1 kg, lorsque l'on a :

$$\frac{PS + 1}{1} \leq 2,3$$

ou

$$PS \leq 1,3 \text{ kg}$$

c'est-à-dire lorsque la tension d'absorption effective est au plus égale à 1,3 kg.

c) Pourcentages de saturation et de désaturation.

HALDANE définit l'état d'un élément absorbant (tissu ou sang), en ce qui concerne la quantité d'azote absorbée par cet élément, au bout d'un séjour de durée t dans une atmosphère à une pression P_2 , après passage brusque à cette pression, en partant d'une pression P_1 à laquelle le dit élément était saturé (tension initiale $PS_1 = P_1$), par ce qu'il a appelé le *pourcentage de saturation* s et dont la valeur est donnée par le rapport :

$$(1) \quad s = \frac{PS - PS_1}{P_2 - PS_1}$$

(1) Une traduction de ce document a été insérée dans le numéro de juillet-août 1949 des *Cahiers des Comités de prévention du Bâtiment et des Travaux Publics*.

(2) Grande maison anglaise de fabrication de scaphandres et de masques divers, dont M. CUIROT est le représentant en France.

(3) Éditions Elzévir.

(4) Numéros 4 et 5 de septembre, octobre et novembre 1950.

ou, puisque $PS_1 = P_1$:

$$(1) \quad s = \frac{PS - P_1}{P_2 - P_1}$$

Le numérateur représente la différence entre les valeurs finale PS et initiale PS_1 de la tension du gaz absorbé, c'est-à-dire la variation de cette tension pendant le laps de temps t .

Le dénominateur concerne la différence entre :

— D'une part, la pression P_2 de l'atmosphère ambiante, d'air comprimé ou, en d'autres termes, la pression de travail, supposée constante dans le temps t :

— Et d'autre part, la tension initiale PS_1 qui, par hypothèse, n'est autre que la pression ambiante initiale P_1 (en fait, la pression atmosphérique).

Cette différence n'est donc, somme toute, pas autre chose que la pression sous laquelle s'est effectuée l'absorption.

Dans le cas de la décompression, c'est-à-dire de l'élimination de l'azote, HALDANE a établi que l'abaissement de la tension, dans un élément absorbant, pouvait être caractérisé par le pourcentage de désaturation s' , défini par l'expression générale :

$$(2) \quad s' = \frac{PS_0 - PS_1}{PS_0 - PI} = \frac{\Delta(PS)}{PS_0 - PI}$$

PS_0 désignant la tension au moment où est effectué l'abaissement brusque de la pression de P_2 à PI et PS_1 la tension à laquelle descend PS_0 au bout du temps t passé sous la pression abaissée PI .

En ce qui concerne PS_0 , il y a lieu de remarquer que cette tension doit être considérée comme correspondant à l'état de saturation.

Cet état peut être :

— Soit effectif (tension égale à la pression) : c'est le cas — comme on le verra plus loin — lorsque PS_0 est inférieure ou égale à la pression de travail P_2 (abaissement brusque de la pression à $\frac{P_2 + 1}{2} - 1$ au début de l'opération de décompression) ;

— Soit fictif, c'est le cas où il y a sursaturation à l'instant où un abaissement de pression se produit (cas des paliers consécutifs au premier abaissement visé ci-dessus), mais à la condition expresse, toutefois, qu'entre la tension absolue ($PS_0 + 1$) et la pression abaissée absolue ($PI + 1$), la relation $PS_0 + 1 \leq n(PI + 1)$ soit toujours satisfaisante.

Dans le cas d'une décompression de P_2 à P_1 et pour un élément saturé à la pression P_2 , ($PS_0 = P_2$), on a :

$$(2') \quad s' = \frac{P_2 - PS}{P_2 - P_1}$$

En ajoutant membre à membre les deux expressions (1') et (2'), on a :

$$s + s' = \frac{PS - P_1 + P_2 - PS}{P_2 - P_1} = 1$$

d'où :

$$s' = 1 - s$$

ce qui est d'ailleurs évident puisque, dans l'hypothèse admise (saturation initiale $PS_0 = P_2$), le pourcentage de désaturation est nécessairement égal à la différence entre l'unité et le pourcentage de saturation.

Expérimentalement, par de nombreuses mesures de PS , HALDANE a trouvé qu'en prenant pour abscisses les temps t et pour ordonnées les valeurs correspondantes de s , ces dernières pouvaient être représentées, pour un élément absorbant donné d'indice T , par l'expression :

$$(1'') \quad s = 1 - e^{-\frac{(L2)t}{T}} = 1 - \frac{1}{2^{\frac{t}{T}}}$$

On peut remarquer, incidemment, que pour une valeur déterminée de $\frac{t}{T}$, cette expression donne une seule valeur pour s ; en conséquence, pour deux tissus différents d'indices mT et $m'T$, il existe, entre les temps respectifs t et t' au bout desquels le même pourcentage s est obtenu, la relation :

$$\frac{t}{m} = \frac{t'}{m'}$$

Par suite, si l'on connaît l'un de ces temps, par exemple celui qui correspond au tissu $10 T$, le temps t' correspondant pour le tissu $120 T$ sera :

$$t' = \frac{120t}{10} = 12t$$

Les courbes, en trait plein, de la figure 6, courbes dont la concavité est tournée vers le bas, traduisent l'expression (1'') donnant, pour chacune des catégories d'éléments absorbants, le pourcentage de saturation au bout d'un temps t , en fonction de l'indice T de la catégorie considérée.

L'allure générale de ces courbes montre que s part de zéro et croît d'abord assez rapidement lorsque la durée du séjour dans l'air comprimé augmente, puis, que cette croissance se ralentit progressivement pour devenir infinitiment petite au voisinage de la saturation ($s = 100\%$).

L'examen des dites courbes permet également de constater que, pour les tissus à faible pouvoir absorbant, tels que ceux d'indices $5 T$, $10 T$, $20 T$, la tension d'absorption croît beaucoup plus rapidement que pour ceux dont le pouvoir absorbant est plus élevé ($40 T$, $75 T$, $120 T$), l'accroissement étant d'autant plus rapide que la valeur du pouvoir absorbant est plus faible.

Les courbes, tracées en pointillé sur la figure 6, courbes dont la concavité est tournée vers le haut, concernent l'élimination de l'azote lorsque l'on passe brusquement de la pression P_2 à la pression P_1 . Elles sont symétriques, respectivement, des premières, par rapport à la parallèle à l'axe des temps passant par l'ordonnée $s = 50\%$.

Les courbes d'élimination permettent de déterminer pour un élément absorbant donné et au bout d'un temps t :

— Soit le pourcentage de désaturation, s' , en inversant, toutefois, le sens de la graduation portée sur la figure 6.

— Soit le pourcentage de saturation, $1 - s'$, en conservant la graduation susvisée.

D'autre part, en raison de la symétrie des deux familles de courbes considérées, on obtient, en ce qui concerne l'élimination, le même temps t avec les modes d'utilisation définis ci-après :

— Courbes d'élimination. — Pourcentage de désaturation s' (échelle de la figure 6 inversée) ou pourcentage de saturation $100 - s'$ (échelle normale).

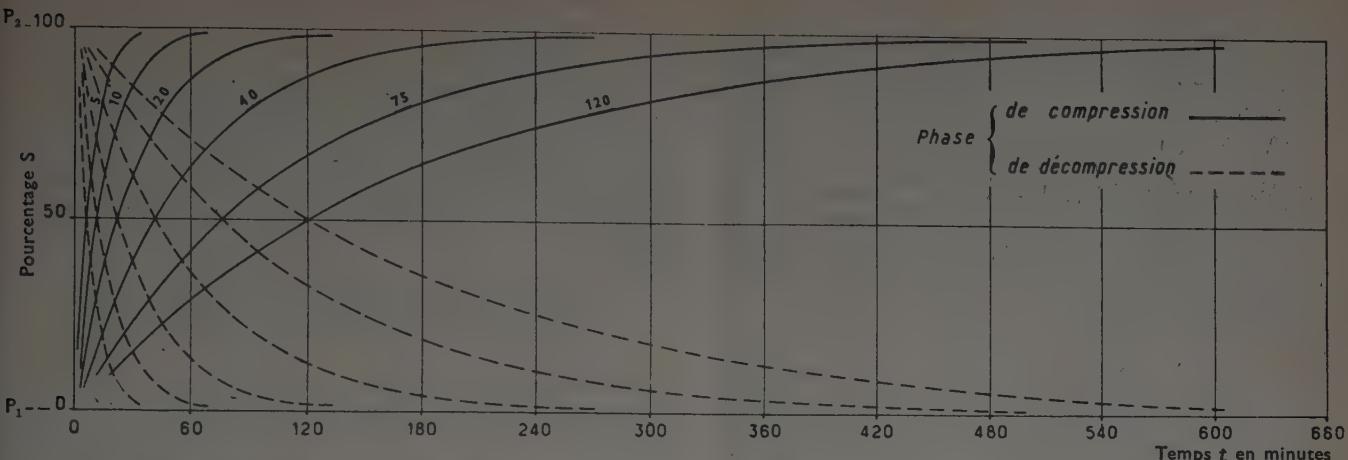


FIG. 6. — Courbes représentant l'expression s_t ou $s'_t = 1 - e^{-(lT)} / T = 1 - \frac{1}{t}$ donnant, pour chacune des catégories d'éléments absorbants

d'indices $T = 5, 10, 20, 40, 75$ et 120 mn en supposant que ces éléments sont saturés initialement et que le passage de la pression initiale à la pression finale se fait instantanément, les rapports ou pourcentages de saturation (s_t) ou de désaturation (s'_t) définis ci-après.

P_2 et P_1 : Pressions ambiantes limites, avec $P_2 > P_1$ PS_t : tension de l'azote au bout du temps t compté à partir du moment où l'on a établi la nouvelle pression.

$$\text{Absorption ou compression.} \quad PS_1 = P_1 \text{ (saturation initiale)} \quad s_t = \frac{\Delta(PS)}{P_2 - PS_1} = \frac{PS_t - P_1}{P_2 - P_1}$$

$$\text{Pour } P_1 = 0 \text{ (pression atmosphérique)} : s_t = \frac{PS_t}{P_2}$$

$$\text{Élimination ou décompression.} \quad PS_2 = P_2 \text{ (saturation initiale)} \quad s'_t = \frac{\Delta(PS)}{PS_2 - P_1} = \frac{P_2 - PS_t}{P_2 - P_1} = 1 - s_t$$

$$\text{Pour } P_1 = 0 \text{ (pression atmosphérique)} : s'_t = 1 - \frac{PS_t}{P_2}$$

Détermination de s'_t :

1^o Utiliser les courbes d'élimination, en inversant toutefois la graduation donnant les pourcentages;

2^o Plus simplement, se servir des courbes d'absorption en prenant : $s_t = s'_t$.

— *Courbes de saturation.* — Pourcentage de saturation s pris égal à la valeur trouvée pour le pourcentage de désaturation s' .

EXEMPLE. — Tissus 40 T.

— Courbe de désaturation :

$$s' = 80 \quad \text{ou} \quad s = 100 - 80 = 20, \quad \text{on trouve} \quad t = 92 \text{ mn.}$$

— Courbe de saturation :

$$s = s' = 80, \quad \text{on trouve} \quad t = 92 \text{ mn.}$$

Pratiquement, il paraît expédient d'utiliser simplement les courbes de saturation, en prenant $s = s'$.

D'autre part, à la notice anglaise relative au « Calcul des temps de décompression » (visée au début) est annexé un tableau A (1) donnant le pourcentage d'absorption, à 1 mn d'intervalle, des tissus qui sont saturés à moitié, respectivement en 75, 40, 20, 10 et 5 mn, tableau qui peut être utilisé à la fois pour les calculs des temps de compression et de ceux de décompression, comme les courbes de saturation.

(1) Ce tableau est donné en annexe (Annexe I). — Il y a lieu de remarquer qu'alors que les temps sont arrondis en minutes pour les éléments autres que ceux de la catégorie 10 T, pour ces derniers, sont données les valeurs exactes de t . On peut ainsi, connaissant t relatif à la catégorie 10 T, calculer le temps exact t' correspondant pour la catégorie m T, en appliquant la relation établie plus haut : $t' = \frac{mt}{10}$.

d) Plan de la suite de l'étude.

Avant d'aborder l'exposé de la question de l'évaluation du temps de décompression, il est nécessaire de traiter d'abord celle du phénomène d'absorption, en vue de la détermination de la valeur de la tension d'absorption à la fin de la séance de travail, puis celle du phénomène de la décompression.

III. — Phénomène d'absorption (compression).

a) Éléments saturés à la pression atmosphérique.

Pour l'étude du phénomène d'absorption, on part de la pression atmosphérique et l'on admet, en principe, que la personne qui va entrer dans une atmosphère d'air comprimé est restée préalablement à l'air libre un laps de temps suffisamment long pour que, dans tous les éléments absorbants de son corps, la tension de l'azote soit en équilibre avec la pression atmosphérique, ou, en d'autres termes, pour que tous ces éléments soient saturés pour la dite pression.

Dans ces conditions, l'expression :

$$(1) \quad s = \frac{PS - P_1}{P_2 - P_1}$$

devient :

$$(2) \quad s = \frac{PS}{P_2}$$

puisque l'on a, par l'hypothèse, $P_1 = 0$.

En conséquence, P_2 désignant la pression de travail, la tension d'absorption, au bout du temps t , dans un élément déterminé d'indice T , est donnée par la relation :

$$(2') \quad PS_t = P_2 \times s = P \left(1 - \frac{1}{t^{\frac{1}{T}}} \right).$$

Cette relation (2') permet donc de déterminer la valeur de PS_t atteinte à la fin de la séance de travail.

Elle montre aussi que la tension PS_t est proportionnelle à la pression de travail, croît avec la durée du séjour dans l'air comprimé et diminue quand l'indice de l'élément absorbant augmente.

b) Éléments sursaturés à la pression atmosphérique.

C'est le cas d'un tubiste qui rentre dans le sas afin d'effectuer une nouvelle séance de travail avant que la valeur de la tension de l'azote dans tout ou partie de ses éléments absorbants se soit abaissée à celle de la pression atmosphérique.

Tout se passe alors comme si cet ouvrier était entré dans le sas depuis un laps de temps dépassant celui t de son séjour réel, d'une durée t' égale à celle qui serait nécessaire pour que la tension de l'azote, dans des éléments saturés à la pression atmosphérique, atteigne la valeur de cette tension dans les éléments absorbants du corps de l'intéressé, au moment où ce dernier revient dans le sas.

En bref, au bout du temps t , la tension est :

$$PS_t = P \left(1 - \frac{1}{\frac{t+t'}{T}} \right).$$

IV. — Phénomène d'élimination (décompression).

On supposera d'abord que l'abaissement de la pression ambiante est effectué instantanément de P_2 à P_1 et l'on examinera, séparément, les divers cas qui peuvent être envisagés.

a) Éléments saturés ($s = 1$ ou $PS_0 = P_2$) au moment où s'effectue la décompression instantanée de P_2 à P_1 (pression atmosphérique).

Au bout d'un laps de temps t après la chute de la pression ambiante, le pourcentage de désaturation s'_t est défini par la relation :

$$s'_t = \frac{P_2 - PS_t}{P_2 - P_1}.$$

Comme, par hypothèse, $P_1 = 0$, on a donc :

$$s'_t = \frac{P_2 - PS_t}{P_2}.$$

Par suite :

$$PS_t = P_2(1 - s'_t) = P_2 \times s$$

s étant le pourcentage de saturation complémentaire de s' .

L'examen des courbes relatives à la décompression permet de formuler les remarques suivantes :

1^o La désaturation absolue — [$s' = 1$ ou $s = 0$ (courbe de désaturation) ou s pris égal à $s' = 1$ (courbe de saturation)] — ne peut jamais être réalisée, puisqu'elle correspond à $t = \infty$;

2^o Pratiquement, on peut considérer, semble-t-il, qu'un élément absorbant est désaturé lorsque son pour-

centage de désaturation est inférieur à 0,1, valeur obtenue, dans l'hypothèse envisagée, au bout des temps :

$$\begin{aligned} t &= 132 \text{ mn ou } 2 \text{ h } 12 \text{ mn pour les tissus } 40 \text{ T;} \\ t &= 249 \text{ mn ou } 4 \text{ h } 9 \text{ mn pour les tissus } 75 \text{ T;} \\ t &= 398 \text{ mn ou } 6 \text{ h } 38 \text{ mn pour les tissus } 120 \text{ T.} \end{aligned}$$

Ces laps de temps sont très longs, aussi a-t-on, comme on le verra plus loin, été conduit à chercher la possibilité de les réduire sans toutefois risquer de provoquer des accidents physiologiques chez les intéressés.

b) Éléments non saturés ($s_0 < 1$) au moment où s'effectue la décompression instantanée de P_2 à P_1 (pression atmosphérique).

Dans ce cas, en s'abaissant à P_1 , la pression P_2 passe par une valeur égale à la tension d'absorption $P_2 \times s_0$, atteinte au temps θ à partir duquel on arrête la compression, valeur qui est inférieure à P_2 par hypothèse.

De ce fait, le groupe d'éléments absorbants considéré se trouve saturé et l'on retombe dans le cas précédent, avec la seule différence que la pression ambiante supérieure, à laquelle se rapporte le pourcentage de saturation s_t au bout du temps t , compté à partir de θ , est alors $P_2 \times s_0$ au lieu de P_2 (1), c'est-à-dire que l'on a :

$$PS_t = P_2 s_0 s_t.$$

Incidentement, il paraît utile d'insister sur le fait que le pourcentage de saturation ne peut être appliqué que si, pour la pression ambiante, supérieure, les tissus considérés ont été saturés, ce qui, comme on l'a vu, est le cas pour $P_2 s_0$.

c) Cas d'éléments non saturés ($s_0 < 1$) et d'abaissement instantané de la pression P_2 à une valeur PI supérieure à la pression atmosphérique.

La valeur de la tension de désaturation PS_t au bout du temps t , à partir du début de la décompression (temps θ), est donnée alors par la relation :

$$s_t = \frac{P_2 \times s_0 - PS_t}{P_2 \times s_0 - PI}.$$

D'où l'on a :

$$PS_t = P_2 \times s_0 - (P_2 \times s_0 - PI) \times s_t$$

que l'on peut écrire :

$$(3) \quad PS_t = P_2 \times s_0 (1 - s_t) - PI(1 - s_t) + PI = (P_2 \times s_0 - PI) s_t + PI$$

s_t désignant le pourcentage de saturation complémentaire de s'_t .

De l'examen de cette relation (3), il ressort ce qui suit :

Pour $s_t = 1$, on obtient : $PS_t = P_2 \times s_0$ (avec $t = 0$)
Pour $s_t = 0$, on a : $PS_t = PI$ (avec $t = \infty$)

c'est-à-dire que le groupe de tissus est saturé pour $P = P_2 \times s_0$ et pour $P = PI$.

D'autre part, pour $PI = 0$ (pression atmosphérique), on a :

$$PS_t = P_2 \times s_0 \times s_t.$$

On retrouve ainsi la relation trouvée en b).

(1) On trouvera une vérification de ce fait, par le calcul, dans l'annexe II.

d) Cas où la pression n'est pas abaissée instantanément de P_2 à PI .

Dans tout ce qui précède, on a considéré que le passage de P_2 à PI (ou à P_1) était instantané. En réalité, il n'en est pas toujours tout à fait ainsi et l'on admet alors que ce passage se fait à une vitesse constante. Pour cette vitesse, on trouve les indications suivantes :

— Règlement américain pour les travaux dans l'air comprimé : 0,35 kg/mn.

— Remontée des scaphandriers :

- a) Marine française : 10 m/mn, soit 1 kg/mn;
- b) Marine américaine : 7,5 m/mn, soit 0,75 kg/mn.

On étudiera le cas le plus compliqué, c'est-à-dire celui concernant les tissus non saturés.

La tension à l'origine de la décompression dont la valeur est égale à $P_2 \times s_0$ et que, pour simplifier, on appellera PS_0 , est alors inférieure à la pression de compression P_2 . Si l'on vient à abaisser P_2 à une valeur PI , plus petite que PS_0 , en un temps t d'une durée appréciable, que se passe-t-il ? (voir la figure 11 de l'annexe II).

Au début, la pression ambiante, tout en décroissant, demeure supérieure à PS_0 ; de ce fait, la tension d'absorption continue à croître, légèrement il est vrai, étant donné que t est relativement court.

Le maximum PS_m est évidemment atteint au moment où il y a égalité entre la tension et la pression ambiante.

A ce moment-là (temps t_m), il y a saturation.

Pratiquement, PS_m ne diffère pas sensiblement de PS_0 , dans le cas des séances normales de travail en bouclier ou en caisson.

La valeur de la tension PS_t va ensuite en décroissant.

La variation de la valeur de PS_t est d'ailleurs donnée par l'équation suivante (voir annexe II) :

$$PS_t = PS_0 - at + \left(P_2 - PS_0 + \frac{aT}{L2} \right) \times \left(1 - \frac{1}{2^t} \right)$$

a désignant la vitesse en kilogrammes par minute, de l'abaissement de la pression.

Lorsque P_2 a été abaissée à PI , au bout du temps $t_i = \frac{P_2 - PI}{a}$ l'équation ci-dessus donne :

$$PS_i = PS_0 - (P_2 - PI) + \left(P_2 - PS_0 + \frac{P_2 - PI}{t_i} \times \frac{T}{L2} \right) \times \left(1 - \frac{1}{2^{t_i}} \right)$$

Pour un abaissement instantané de P_2 ($a = \infty$, $t = 0$), $PS_i = PS_0$ (voir annexe II).

En pratique, dans les conditions ordinaires de pression et de durée concernant le travail des tubistes, PS_i , tout comme PS_m , ne diffère pas très sensiblement de PS_0 .

En conséquence, on peut donc admettre que :

$$PS_i = PS_m = PS_0$$

En d'autres termes, on peut prendre pour PS_i la valeur PS_0 et considérer que celle-ci correspond à la saturation, c'est-à-dire qu'au moment dont il s'agit, la pression ambiante et la tension d'absorption sont égales à PS_0 .

Au demeurant, si la valeur de PS_i est un peu inférieure à celle de PS_0 , la mesure consistant à prendre $PS_i = PS_0$, ne présente pas d'inconvénient et donne même un léger surcroît de sécurité, puisqu'elle conduit à majorer un peu la durée de décompression.

On notera, accessoirement, que dans le cas particulier où il y a saturation au moment où commence l'opération de décompression, c'est-à-dire si $PS_0 = P_2$, l'équation générale donnée plus haut devient :

$$PS_t = P_2 - at + \frac{aT}{L2} \left(1 - \frac{1}{2^t} \right)$$

Comme $P_2 - at$ est l'ordonnée de la droite représentant la chute de pression, il ressort de cette équation que, pour une valeur donnée de t , PS_t est toujours supérieure à la dite ordonnée; d'autre part, le maximum de PS_t est évidemment P_2 .

V. — Généralités sur le procédé de décompression.

De ce qui précède, il ressort que l'on est en mesure de déterminer assez facilement :

— D'une part, la tension atteinte par l'azote, dans un élément absorbant, au bout d'un séjour d'une durée déterminée dans une enceinte où règne une pression constante P_2 ;

— D'autre part, le temps nécessaire pour abaisser la dite tension à une valeur donnée, après une réduction de la pression ambiante P_2 à une valeur, également donnée, PI .

En conséquence, il est donc possible de calculer les temps nécessaires pour abaisser à 1,3 kg la valeur effective des tensions existant, dans les divers tissus absorbants au moment où la valeur de la pression ambiante a été préalablement abaissée à PI , inférieure à 1,3 kg, étant rappelé que cette valeur de 1,3 kg, pour la tension d'absorption, correspond à la limite au-dessous de laquelle un homme peut être décomprimé rapidement (en 2 mn) à la pression atmosphérique sans risquer un coup de pression.

Les temps susvisés ayant été déterminés, on connaît alors le groupe de tissus pour lequel l'élimination de l'azote est la plus longue à réaliser et c'est ce groupe de tissus qui doit être considéré pour la conduite de la suite de la décompression.

En définitive, on peut établir des règles précises pour la conduite des opérations de décompression en se basant sur le procédé de Haldane dont les principes sont rappelés ci-après.

Première phase.

Abaissement rapide de la pression absolue de travail ($P_2 + 1$), jusqu'à une valeur ($PI + 1$) égale, en principe, à sa moitié $\frac{P_2 + 1}{2}$ (1) ou un peu inférieure à cette

moitié (sans toutefois descendre au-dessous de $\frac{P_2 + 1}{2,3}$), lorsque la valeur de P_2 n'est pas très élevée. La vitesse à

(1) Ce qui donne, pour la pression effective PI , les valeurs $\frac{P_2 - 1}{2}$ (ou au moins $\frac{P_2 - 1,3}{2,3}$ pour des valeurs peu élevées de P_2).

laquelle cet abaissement peut être effectué semble pouvoir être fixée à 1 kg/mn (vitesse admise dans la marine nationale française pour la remontée des scaphandriers : 10 m/mn).

Deuxième phase.

Désaturation du groupe de tissus pour lequel l'élimination de l'azote demande le plus de temps. A cet effet, on passe de la tension effective $PS_i = PS_0$, pour laquelle il y a saturation à la tension effective de 1,3 kg, en opérant de la manière suivante.

On amène progressivement, par paliers, la pression ambiante effective dans le sas, à zéro (pression atmosphérique). Chacun de ces paliers correspond, en principe, à une chute élémentaire instantanée de 0,100 kg (¹) et la pression ainsi abaissée est maintenue pendant le temps qui est nécessaire pour que la tension tombe d'une fraction égale au quotient $\frac{PS_i - 1,3}{n}$, de la réduction totale $PS_i - 1,3$ qu'elle doit subir pour être ramenée à 1,3 kg, par le nombre n des paliers.

Lorsque la pression ambiante abaissée, PI, n'est pas un multiple de 0,100 kg, on peut adopter l'une ou l'autre des solutions suivantes :

1^o n' désignant le plus grand multiple de 0,1 kg contenu dans PI, la différence $PI - n' \times 0,1$ est répartie entre les derniers paliers et la valeur des chutes élémentaires de tension est modifiée en conséquence; dans ce cas, toutes les chutes élémentaires de la pression ne sont pas égales;

2^o Si le quotient $\frac{PI}{n}$ ne diffère pas sensiblement de 0,1 kg, on prend la valeur de ce quotient pour la chute élémentaire de la pression. Avec cette solution, toutes les chutes élémentaires de la pression sont égales.

D'autre part, pour le calcul des chutes élémentaires de PS_i et dans le cas où le quotient $\frac{PS_i - 1,3}{n}$ serait un nombre comportant plus de trois décimales, on opérerait d'une manière analogue à celle exposée ci-dessus 1^o, pour PI.

Pour simplifier, on étudiera seulement le cas où les chutes élémentaires de la pression sont égales.

Les calculs à faire consistent alors, connaissant les chutes élémentaires respectives de tension $\frac{PS_i - 1,3}{n}$

et de pression $\frac{PI}{n}$, à déterminer, pour chacun des paliers consécutifs, la durée de ce palier, c'est-à-dire le laps de temps pendant lequel la pression atteinte après la chute élémentaire relative à ce palier devra être maintenue pour que soit obtenue la chute de tension élémentaire, correspondante.

Pour obtenir la valeur du laps de temps considéré, on passe par l'intermédiaire du pourcentage de désaturation s'_t , lequel, étant connu, permet de trouver la durée cherchée t , en se servant des courbes ou des tables dont il a été question précédemment.

Ce pourcentage est donné en appliquant la relation générale :

$$s'_t = \frac{PS_i - PS_t}{PS_i - PI}$$

qui a été établie (§ IV, c), étant entendu que, pour le premier palier, la pression PI est maintenue constante jusqu'à ce que la tension PS_i se soit abaissée de $\frac{PS_i - 1,3}{n}$ et que, pour les paliers suivants :

PS_t sera remplacé, successivement, par :

$$PS_i - \frac{PS_i - 1,3}{n}, PS_i - \frac{2(PS_i - 1,3)}{n}, \dots, PS_i - \frac{(n-1)PS_i}{n},$$

PI sera remplacé, successivement, par :

$$PI - \frac{PI}{n}, PI - \frac{2PI}{n}, \dots, PI - \frac{(n-1)PI}{n}.$$

D'autre part, $PS_i - PS_t$ est évidemment toujours égal à $\frac{PS_i - 1,3}{n}$.

Pour le palier de rang p , cette relation donne :

$$s'_t = \frac{PS_i - 1,3}{PS_i - \frac{(p-1)}{n}[PS_i - 1,3] - PI\left[1 - \frac{p-1}{n}\right]}$$

Pour le premier palier, $p=1$, on a :

$$s'_t = \frac{PS_i - 1,3}{PS_i - PI}$$

Résultat correspondant à l'hypothèse faite au sujet du maintien de PI durant ce palier.

Pour le dernier palier $p=n$, il vient :

$$s'_t = \frac{\frac{PS_i - 1,3}{n}}{PS_i - \frac{(n-1)}{n}(PS_i - 1,3) - \frac{PI}{n}} = \frac{PS_i - 1,3}{PS_i + (n-1) \times 1,3 - PI}$$

Connaissant s'_t on peut calculer le temps t correspondant et l'on fait la somme des temps ainsi obtenus.

Il paraît expédient de rappeler, incidemment, que, comme il a été exposé à la fin du paragraphe c) *Pourcentages de saturation et de désaturation* du titre II, *Considérations générales*, pour la conduite des calculs, on utilisera les courbes de saturation ou le tableau A en prenant $s=s'$.

VI. — Rappel des prescriptions réglementaires en vigueur relatives à la durée de décompression et à la durée de séjour dans l'air comprimé. Remarque importante.

Avant d'exposer les résultats auxquels a conduit l'application de la méthode considérée aux travaux en caisson ou en bouclier, il convient de rappeler les prescriptions en vigueur concernant la durée de décompression (art. 4 du décret du 1^{er} octobre 1913).

Ces prescriptions sont les suivantes :

« Le temps employé à la décompression ne doit pas être inférieur aux valeurs indiquées ci-dessous :

« 20 mn/kg de pression effective au-dessus de 3 kg/cm².

« 15 mn/kg de pression effective entre 3 et 2 kg/cm².

« 10 mn/kg de pression au-dessous de 2 kg/cm² effectifs, pour abaisser la pression à zéro.

(¹) Dans la méthode de Haldane, la chute élémentaire est, à la vérité, de 0,07 kg, soit 1 lb/sq. in (1 pound per square inch), mais il a paru expédié de porter la valeur de cette chute à 0,100 kg.

A : Équilibre azoté pratiquement réalisé au bout de 12 h.

B : Équilibre azoté pratiquement réalisé au bout de 7 h.

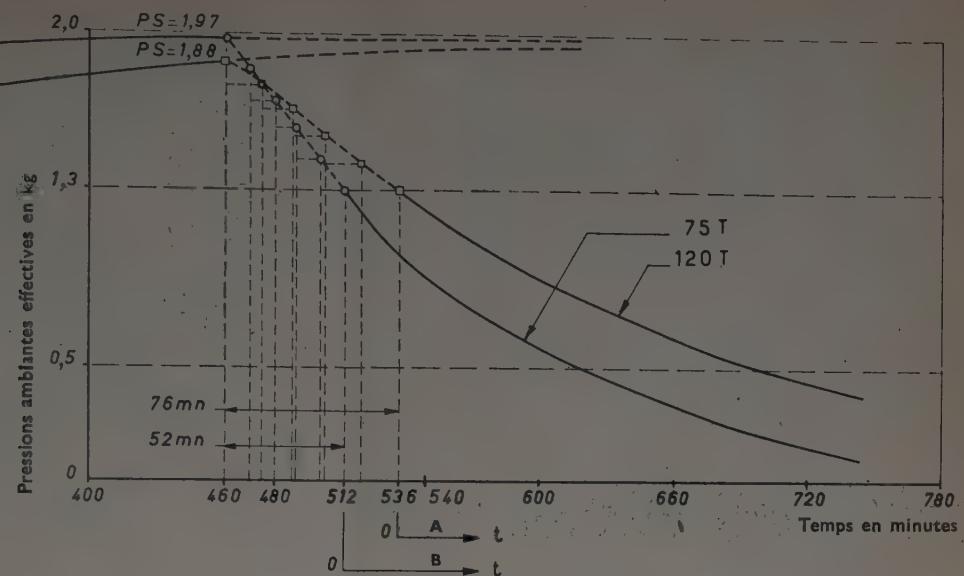


FIG. 7. — Diagramme relatif à la décompression consécutive à une séance de 7 h 40 mn sous une pression de 2 kg (compression comprise).

« Si la pression ne dépasse pas 1 kg/cm² effectif, le temps nécessaire pour abaisser la pression à zéro peut être réduit à 5 mn. »

D'autre part, comme la durée de séjour dans l'air comprimé constitue une donnée importante pour la détermination du temps de décompression, il a semblé utile de rappeler, également, que dans l'arrêté ministériel du 9 octobre 1913, il est mentionné « qu'il est plus prudent (¹) de ne pas dépasser pour la dite durée, y compris les temps de compression et de décompression (temps d'éclusage) :

	kg/cm ²
8 h pour les pressions effectives inférieures à	2
7 h pour les pressions effectives comprises entre 2 et 2,5	
6 h pour les pressions effectives comprises entre 2,5 et 3	
5 h pour les pressions effectives comprises entre 3 et 3,5	
4 h pour les pressions effectives comprises entre 3,5 et 4	

On ne peut, d'ores et déjà, s'empêcher de remarquer combien les limites de pression et de durée de séjour figurant dans les textes ainsi rappelés sont larges et, par conséquent, combien les dispositions considérées manquent de précision.

Eu égard à ces constatations, on a été conduit à chercher à serrer la question de plus près en appliquant les méthodes et données qui ont été exposées précédemment.

VII. — Exposé succinct des résultats de l'étude et comparaison avec les dispositions réglementaires en vigueur.

Il n'entre pas dans le cadre du présent exposé de donner les résultats détaillés et complets de l'étude effectuée pour l'objet défini ci-dessus.

On se contentera de traiter le cas où la pression effective de travail est de 2 kg et de donner les résultats d'ensemble auxquels on est arrivé pour les autres pressions.

On examinera, tout d'abord, la question de la décompression après un séjour total ou poste de 8 heures dans l'air comprimé, correspondant à la durée limite admise ci-dessous.

(¹) C'est donc une recommandation et non une prescription.

Aux termes de la réglementation en vigueur, la durée de décompression peut être de deux fois 10 mn, soit 20 mn, de sorte qu'il reste pour le temps de compression et pour la durée de la présence dans la chambre de travail : 480 — 20 = 460 mn.

Étant donné la brièveté du temps de compression (8 mn avec le règlement actuel) (¹), on peut admettre que ce temps peut être considéré comme ayant été passé dans la chambre de travail.

La figure 7, qui traduit les résultats des calculs faisant l'objet de l'Annexe III, donne les diagrammes de la décompression pour les tissus 120 T et 75 T. Pour les autres tissus, étant donné que leur tension s'abaisse d'autant plus vite que leur indice est plus faible, il n'a pas été utile de tracer les diagrammes correspondants.

L'examen de ces diagrammes montre que pour les tissus 120 T le temps nécessaire pour abaisser la tension à 1,3 kg est de 77 mn. On est donc loin de compte avec les 20 mn réglementaires et même les 30 mn (15 × 2) correspondant au cas où l'on considère que cette dernière règle est applicable à la limite inférieure de 2 kg.

L'étude a porté ensuite sur la détermination des diagrammes faisant l'objet de la figure 8 et qui donnent, pour les tissus 120 T, en fonction de la durée $t_c + \theta$ du séjour à une pression de 2 kg :

— D'une part, les temps de décompression t_d ;

— Et, d'autre part, les temps totaux de séjour dans l'air comprimé depuis l'entrée dans le sas jusqu'à la sortie à l'air libre ($t_c + \theta + t_d$).

L'origine de ce diagramme correspond au temps au bout duquel la tension d'absorption a atteint la valeur de 1,3 kg à partir de laquelle l'opération de la décompression devient nécessaire.

Dans le cas considéré, le pourcentage de saturation correspondant est :

$$s = \frac{1,3}{2} = 0,65$$

ce qui correspond à $t = 180$ mn, soit 3 heures.

(¹) Article 3 du décret du 1^{er} octobre 1913, 4 mn au moins pour augmenter la pression de 1 kg/cm² jusqu'à 2 kg/cm² de pression effective et 5 mn au moins pour chaque kilogramme au delà.

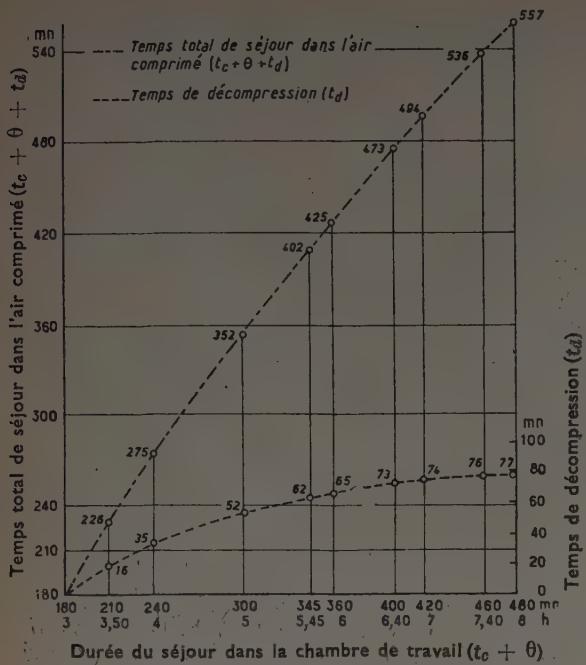


FIG. 8. — Graphique relatif au travail sous une pression effective de 2 kg/cm² (tissus 120 T).

Après, on a procédé de la même manière, toujours dans le cas d'une pression de 2 kg, successivement pour les tissus 75 T, 40 T, 20 T et 10 T et l'on a pu ainsi tracer les diagrammes figurant sur la figure 9.

On a alors constaté que l'enveloppe des courbes ainsi obtenues était une droite de coefficient angulaire 0,179, passant par le point d'origine des temps.

On a opéré de même pour les pressions de travail de 2,5 kg, 3 kg et 3,5 kg et l'on a continué à constater que, pour une pression de travail déterminée, les courbes avaient pour enveloppe une droite passant par l'origine des coordonnées. Pour ne pas embrouiller les diagrammes, on n'a tracé sur la planche, pour les pressions autres que 2 kg, que les courbes intéressant les tissus 120 T.

Les résultats ainsi obtenus concordent entièrement pour le principe et sensiblement, pour ce qui regarde la valeur des coefficients angulaires, avec ceux auxquels M. GAUDINOT est arrivé par le calcul (1).

En ajoutant les temps $t_c + \theta$ aux ordonnées donnant les temps de décompression, on a pu tracer les diagrammes des durées totales de séjour dans l'air comprimé correspondantes.

A noter, incidemment, que le diagramme complet relatif à la pression de 2 kg permet de se rendre compte de la façon dont les diverses catégories d'éléments absorbants interviennent dans le phénomène de décompression.

(1) Numéros 4 et 5 de septembre, octobre et novembre 1950 des Cahiers des Comités de prévention du Bâtiment et des Travaux Publics.

D'autre part, une remarque importante doit être formulée.

La méthode employée n'est applicable que si la pression P_1 , à laquelle on abaisse rapidement la pression d'œuvre P_2 , est au plus égale à 1,3 kg, ce qui correspond à :

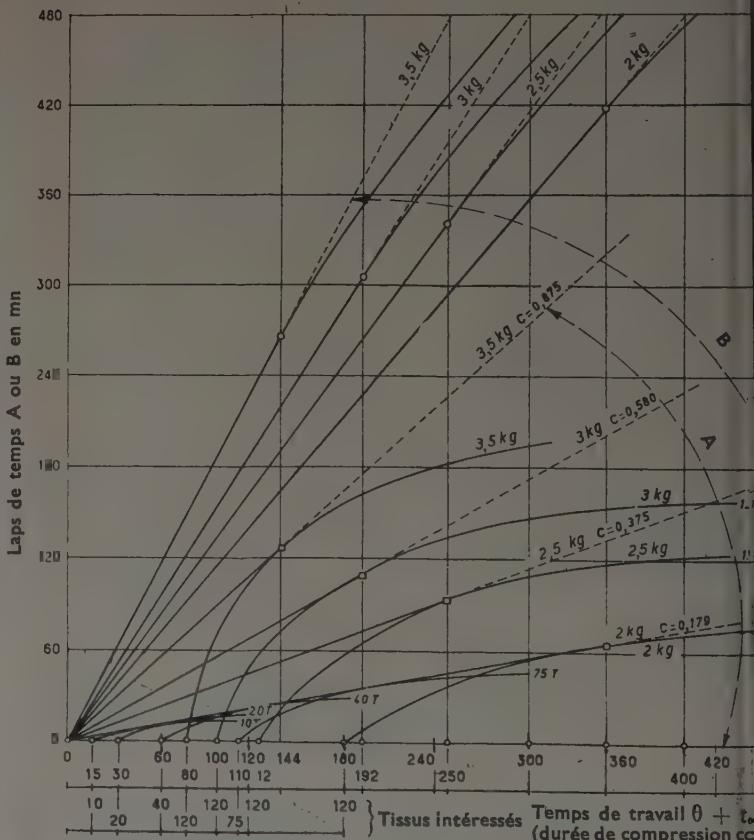
$$\frac{P_2 + 1}{2} \geq 1,3 + 1$$

d'où : $P_2 \geq 3,6$ kg.

S'il en était autrement, c'est-à-dire si P_1 était plus grande que 1,3 kg et si de plus PS_0 était inférieure à P_1 , les tissus considérés continuerait à absorber de l'azote, au lieu d'en éliminer et l'équilibre pour la pression P' ne pourrait pas être obtenu.

Par ailleurs, si PS_0 était égale à P_1 , la valeur de s_t^c correspondant au premier palier serait :

$$s_t^c = \frac{\frac{n}{PS_0 - P_1}}{\frac{n}{PS_0 - 1,3}} = \frac{\frac{n}{0}}{\frac{n}{1,3}} = \infty.$$



A : Temps de décompression t_d

B : Temps total de séjour $t_c + \theta + t_d$ (Compression, travail, décompression)

FIG. 9. — Diagrammes donnant en fonction de la durée et de la pression de travail.

1^o Les temps de décompression t_d et les coefficients angulaires des groupes A.

2^o Les temps totaux de séjour dans l'air comprimé ($\theta + t_d$).

NOTA. — Les origines des courbes correspondent aux temps à partir desquels il est possible de procéder à la décompression ($PS = 1,300$ kg).

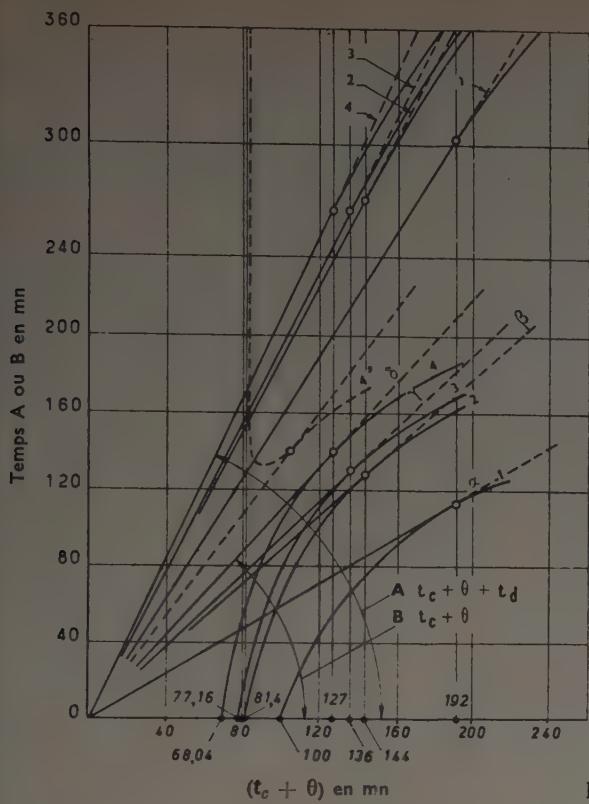
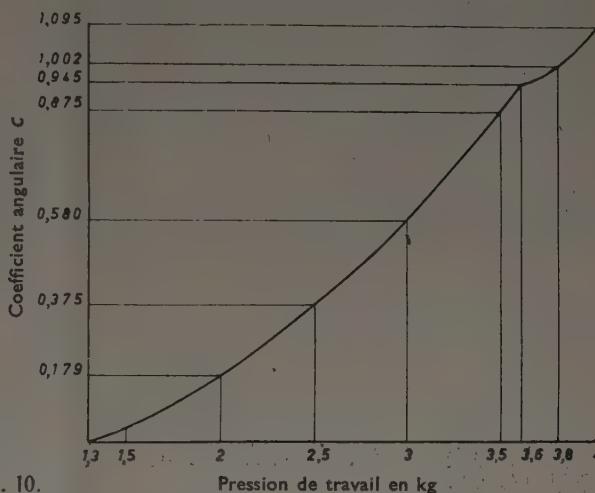


FIG. 10.

Diagrammes complétant, pour les pressions de travail supérieures à 3,5 kg, ceux donnés figure 4 (tissus 120 T) (ci-contre).

- 1 : 3 kg; $\alpha : 3 \text{ kg} - c = 0,580$;
- 2 : 3,5 kg; $\beta : 3,5 \text{ kg} - c = 0,875$;
- 3 : 3,6 kg; $\gamma : 3,6 \text{ kg} - c = 0,945$;
- 4 : 4 kg; $\delta : 4 \text{ kg} - c = 1,095$;
- 4' : 4 kg : courbe inutilisable pour les temps $t_c + \theta \leq 100 \text{ mn environ}$.

Diagramme donnant, en fonction de la pression de travail, la valeur du coefficient angulaire C , de la droite représentant le temps de décompression consécutif à un séjour d'une durée $t_c + \theta$ dans l'air comprimé (ci-dessous).



Sur la figure 10, on a tracé, en pointillé, le diagramme concernant le cas de $P_2 = 4 \text{ kg}$, et où par suite

$$PI = \frac{P_2 + 1}{2} - 1 = \frac{P_2 - 1}{2} = 1,5 \text{ kg.}$$

Pour pouvoir appliquer la méthode, il faudrait alors, pour le premier palier, abaisser la pression ambiante, ce qui conduirait, finalement, à adopter pour PI une valeur au plus égale à 1,3 kg.

L'adoption de la valeur 1,3 kg pour PI, ne présente pas, d'ailleurs, d'inconvénient, étant donné que, dans les nouvelles tables de la Marine nationale, pour les plongées de longue durée (temps passé sous l'eau jusqu'à début de la remontée, de l'ordre de près de 2 heures), effectuées à des profondeurs variant de 34 à 42 m, le premier palier de remontée se fait à une profondeur de 2 m, ce qui correspondant à une pression de 1,236 kg en prenant 1,03 pour la densité de l'eau de mer).

Au demeurant, si l'on considère le cas d'un séjour sous une pression de travail effective de 4 kg et si l'on remarque que la durée de séjour dans la chambre de travail ne semble pas, comme on le verra plus loin, devoir dépasser une heure 55 mn, on constate qu'au bout de ce séjour de 15 mn, la tension la plus élevée atteinte, dont il y a lieu de tenir compte, est celle des tissus de 40 T qui est égale à :

$$0,85 \times 4 \text{ kg} = 3,40 \text{ kg.}$$

Par suite, si l'on abaisse cette tension à 1,3 kg, le coefficient de Haldane est égal à :

$$\frac{3,40 + 1}{1,3 + 1} = 1,91 < 2$$

valeur admissible.

Des résultats qui viennent d'être exposés, il ressort qu'il est possible de dresser des tables ou de tracer des abaques permettant de déterminer les temps de décompression pour toutes les conditions de travail (durée de la séance et pression ambiante) susceptibles d'être envisagées, étant remarqué, incidemment, que dans la plupart des cas de la pratique courante (¹), le diagramme de décompression applicable est une droite, c'est-à-dire que le temps de décompression est proportionnel à la durée du séjour dans la chambre de travail. Le rapport de proportionnalité ou le coefficient angulaire de la droite du diagramme varie, bien entendu, avec la pression, mais il semble facile de le déterminer, étant donné que, comme le montre le diagramme tracé sur la figure 10, il est possible de tracer la courbe représentative de la valeur du dit coefficient angulaire en fonction de la pression.

L'étude dont les résultats font l'objet du présent exposé n'a pas été poussée plus loin ; il importe, en effet, avant de pouvoir entreprendre l'établissement des tables ou des abaques et de procéder, à cet effet, à des calculs aussi précis que possible, d'attendre que les résultats susvisés aient été admis par la sous-commission instituée au ministère du Travail et de la Sécurité Sociale pour l'examen de la question et aussi qu'aient été réglées deux questions très importantes concernant, respectivement :

— La durée maximum à admettre pour les séances de travail ;

— Les dispositifs de réglage des diverses phases de la décompression.

(¹) Les temps totaux de séjour dans l'air comprimé pour lesquels le diagramme de décompression est une droite sont, en effet, de près de 7 heures pour une pression de 2 kg; de 5 heures 40 mn pour 2,5 kg, de 5 heures pour 3 kg et de 4 heures 30 mn pour 4 kg.

La seconde de ces questions sort du cadre de la présente étude.

Quant à ce qui regarde la première, on se bornera à utiliser les résultats exposés pour établir, en ce qui concerne ce que l'on appellera *le temps passé dans l'air comprimé jusqu'au moment de la mise en décompression*, une comparaison entre les valeurs respectives obtenues pour le dit temps, en appliquant :

- D'une part, les dispositions réglementaires actuelles;
- D'autre part, les résultats susvisés.

les temps totaux de séjour (depuis l'entrée dans le sas pour l'éclusage et la sortie de ce sas après la décompression) étant les mêmes dans les deux cas pour une même pression de travail.

La comparaison susvisée est résumée dans le tableau ci-après.

PRESSION effective de travail en kg/cm ²	TEMPS TOTAL limite de séjour (en h)	TEMPS PASSÉ DANS L'AIR COMPRIMÉ jusqu'au moment de la mise en décompression		DIFFÉRENCE entre les temps des colonnes (3) et (4)
		Dispositions actuelles (3)	Dispositions envisagées (4)	
2	8	8 h — 10 mn × 2 = 7 h 40 mn	410 mn ou 6 h 50 mn	+ 40 mn
2,5	7	7 h — $(20 + \frac{15}{2} \text{ mn})$ = 6 h 33 mn	310 mn ou 5 h 10 mn	+ 1 h 23 mn
3	6	6 h — $(20 + 15 \text{ mn})$ = 5 h 25 mn	230 mn ou 3 h 50 mn	+ 1 h 35 mn
3,5	5	5 h — $(20 + 15 + 10 \text{ mn})$ = 4 h 15 mn	160 mn ou 2 h 40 mn	+ 1 h 35 mn
4	4	4 h — $(20 + 15 + 20 \text{ mn})$ = 3 h 05 mn	115 mn ou 1 h 55 mn	+ 1 h 10 mn

Les différences ainsi mises en évidence sont donc importantes et, par suite, justifient la refonte du règlement en vigueur.

VIII. — Considérations sur le temps total de séjour dans l'air comprimé et sur la durée maximum effective de travail.

Il importe d'appeler l'attention sur le fait que les différences qui figurent dans la colonne (5) du tableau qui précède résultent uniquement de l'application des données que l'on possède maintenant sur les phénomènes d'absorption et d'élimination de l'azote, c'est-à-dire ont été déterminées *en dehors de toute autre considération et en particulier de celle concernant la fatigue physique inhérente au travail dans l'air comprimé, fatigue qui croît avec la pression*.

Il paraît donc incontestable qu'un coefficient de réduction variable avec la valeur de la pression effective de travail, doive être appliqué à la durée normale de travail à l'air libre, en dehors de toute considération relative au temps mort correspondant aux opérations de compression et de décompression.

En d'autres termes, le temps total de séjour dans l'air comprimé T, comprend trois temps élémentaires : t_c temps de mise en compression, θ temps effectif de travail et t_d temps de décompression et si, pour une pression de travail donnée, P_2 , t_c peut être considéré comme constant, en revanche θ ne doit pas dépasser une certaine limite inhérente à la fatigue particulière causée par le travail sous la pression P_2 et t_d est fonction de θ .

De ce qui précède, il ressort, d'ores et déjà, que le facteur principal ou déterminant à considérer est, non le temps total de séjour, mais la pression de travail P_2 .

et que c'est ce facteur qui doit être porté dans la colonne d'entrée des tables ou pris pour les abscisses des abaques étant entendu que les valeurs de P_2 devront être assez rapprochées les unes des autres, c'est-à-dire s'échelonneront au plus de 100 g en 100 g, semble-t-il.

Cette remarque incidente faite et revenant à la question du maximum admissible pour θ , on ne peut que constater que la documentation dont on a pu disposer ne renferme pas grand' chose à ce sujet.

D'après l'Encyclopédie d'hygiène, de pathologie et d'assistance sociale publiée par le Bureau international du travail : « La durée idéale du travail à différentes pressions est une question encore discutée. Il existe également une grande diversité d'opinions en ce qui concerne la répartition des heures de travail, quoique la plupart des auteurs soient en faveur d'une réduction de l'horaire proportionnelle à l'augmentation de pression. »

En l'absence d'une part, de toute documentation sur le point particulier considéré et, d'autre part, de prescriptions explicites à ce sujet dans les réglementations actuellement en vigueur, on a été contraint de rechercher des éléments d'appréciation en utilisant les données indirectes figurant dans les règlements.

Il y a lieu de remarquer, en effet, que ce qu'il importe de connaître, c'est la *durée effective de travail* sous une pression donnée. Or, l'on ne trouve, dans la réglementation, que des indications sur la *durée journalière de travail* (*durée du poste*), *temps de compression et de décompression compris* et, par ailleurs, les temps de décompression actuellement prévus sont, dans leur ensemble, sensiblement inférieurs à ceux qu'il conviendrait d'adopter. En conséquence, on ne saurait admettre, à priori, que la réduction résultant, pour la durée effective du travail, de l'abaissement de la durée totale du poste corresponde à cet abaissement.

Eu égard aux considérations qui précédent, on a calculé la durée effective du travail correspondant aux diverses pressions limites figurant dans les règlements français et esthoniens qui sont ceux dans lesquels on trouve le plus de données intéressantes respectivement :

- Les durées du poste de travail (durée journalière);
- Les temps de compression et de décompression.

Les données de base susvisées et les résultats des calculs effectués figurent dans le tableau ci-après.

L'examen des temps T (colonne 1) montre qu'en Estonie, pour les pressions inférieures ou égales à 1 kg, la durée maximum est de 7 heures, au lieu de 8 heures en France, — que, pour les pressions comprises entre 1 kg et 2 kg, T est de 6 heures 30 mn seulement, alors qu'en France il est encore de 8 heures, — et enfin que, pour les pressions de 2,5 kg et 3,5 kg, les temps T sont inférieurs de 1 heure aux nôtres.

En ce qui concerne les temps maximums de travail effectif θ , on constate (colonne 6) qu'en France ces temps sont supérieurs à ceux admis en Estonie :

de 0 h 45 mn pour la pression de 2 kg;
de 1 h 20 mn pour la pression de 2,5 kg;
de 1 h 30 mn pour la pression de 3 kg;
à 1 h 55 mn pour la pression de 3,5 kg.

Pour ce qui regarde l'abaissement du temps effectif de travail θ , en fonction de l'accroissement de la pression, on remarque que, pour les pressions comprises entre 2 kg et 3,5 kg, à un accroissement élémentaire de pression de 0,500 kg, correspond une réduction de θ de 1 heure 10 mn à 1 heure 15 mn en France et de 0 heure 45 mn à 1 heure 35 mn en Estonie, alors que la diminution correspondante de T (durée maximum du poste) est uniformément de 1 heure dans les deux pays, étant rappelé, toutefois, que pour une même valeur de la pression, la durée du poste, en Estonie, est inférieure de 1 heure 30 mn ou de 1 heure à celle admise en France.

Compte tenu de ce qui vient d'être exposé, et seulement pour donner une idée de la solution à rechercher, il semble permis de formuler les conclusions suivantes, sans vouloir, bien entendu, préjuger des résultats que donnera l'étude médicale qui s'impose au sujet de la détermination des temps de travail aux diverses pressions.

1^o Les temps maximums de travail effectif θ , résultant des dispositions en vigueur en France, paraissent trop élevés;

2^o Pour une pression de travail de 2 kg, le temps de travail θ ne devrait pas, semble-t-il, dépasser 5 heures 45 mn.

3^o Pour les pressions de travail supérieures à 2 kg, on pourrait envisager une réduction du temps maximum de travail correspondant de l'ordre de 1 heure pour un accroissement de pression de 0,500 kg.

En tout état de cause, il serait très désirable que la question soit étudiée du point de vue médical et donne lieu à une enquête très large auprès des travailleurs et des cadres.

IX. — Séances fractionnées.

Pour être complet, on mentionnera, mais seulement pour mémoire, la solution des séances fractionnées, adoptée aux États-Unis et qui consiste à répartir le temps de travail, pour une période de 24 heures, en deux postes d'égale durée, dans l'air comprimé, séparés par une pause à l'air libre.

La durée de chacun de ces postes varie de 4 heures pour une pression inférieure à 1,300 kg, à 30 mn pour une pression atteignant 3,500 kg, la durée de la pause correspondante, à l'air libre, allant de 30 mn à 6 heures.

D'après des avis recueillis auprès de tubistes, cette solution donnerait lieu, de la part de ceux-ci, à une sérieuse opposition, notamment du fait qu'ils devraient subir deux séances de décompression, séparées par un intervalle de temps relativement court et aussi parce que le temps de présence sur le chantier serait très long, pour les travaux exécutés sous les pressions élevées, en raison de la durée élevée de la pause à observer entre les deux séances.

D'autre part, la méthode américaine aurait besoin, semble-t-il, d'être mise au point, étant donné que la durée de la pause intermédiaire n'est généralement pas suffisante pour que l'élimination de l'azote absorbé au cours du premier poste soit pratiquement réalisée au moment où commence le second poste. A ce moment-là, le corps de l'ouvrier renferme encore de l'azote à une tension appréciable, tension dont il y a lieu de tenir compte pour la détermination du temps de décompression à la fin du second poste.

X. — Conclusions.

En définitive, de l'exposé qui précède, on peut dégager les conclusions suivantes :

1^o On est actuellement en mesure, grâce à des données scientifiques, expérimentales, certaines, de fixer des

DURÉE MAXIMUM du poste T (en h)	PRESSION effective maximum de travail P_s en kg/cm^2	TEMPS de compression t_c (en mn)	TEMPS de décompression t_d (en mn)	TOTAL DES TEMPS (3) et (4)	TEMPS EFFECTIF de travail θ	ABAISSEMENT consécutif de θ (en h)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
a) France :						
8	2	$2 \times 4 = 8$	$10 \times 2 = 20$	28 soit 30	7,30	1,10
7	2,5	$2 \times 4 + 2,5 = 10,5$	$20 + 7,5 = 27,5$	39 — 40	6,20	1,10
6	3	$2 \times 4 + 5 = 13$	$20 + 15 = 35$	48 — 50	5,10	1,10
5	3,5	$2 \times 4 + 7,5 = 15,5$	$20 + 15 + 10 = 45$	60,5 — 60	4	1,15
4	4	$2 \times 4 + 10 = 18$	$20 + 15 + 20 = 55$	73 — 75	2,45	
b) Estonie :						
7	1	5	10	15	6,45	1
6,30	2	$5 + 3 = 8$	35	43 soit 45	5,45	0,45
6	2,5	$5 + 3 + 2 = 10$	50	60	5	1,20
5	3	$5 + 3 + 2 = 10$	70	80	3,40	1,35
4	3,5	$5 + 3 + 2 + 2 = 12$	100	112 soit 115	2,05	

règles précises concernant la conduite de l'opération de décompression consécutive à une séance de travail dans l'air comprimé.

2^o Il conviendrait de réduire assez sensiblement la durée maximum admise actuellement pour une telle séance et de procéder à une étude médicale, avec le concours des ouvriers et des cadres, afin de déterminer les réductions à adopter en fonction de l'augmentation de la valeur de la pression.

3^o Le facteur principal déterminant à considérer pour l'établissement de tables ou abaques est *la pression de travail* et les valeurs échelonnées à prendre pour cette pression doivent être assez rapprochées l'une de l'autre (de 0,100 kg au plus).

4^o Il ne semble pas expédient de recourir à la solution des séances fractionnées et, dans le cas où cette manière de voir ne serait pas retenue, la méthode américaine en vigueur devrait être mise au point.

ANNEXE I

TABLEAU A. — Donnant le pourcentage de saturation ($\frac{\Delta PS}{DP}$), à 1 mn d'intervalle, des tissus (75 T, etc.) qui sont saturés à moitié, respectivement, en 75, 40, 20, 10 ou 5 mn.

TEMPS EN MINUTES					POUR-CENTAGE de saturation	TEMPS EN MINUTES					POUR-CENTAGE de saturation
5 T	10 T	20 T	40 T	75 T		5	10 T	20 T	40 T	75 T	
0,5	0,14			1	1	5	10,3	20	41	77	51
	0,29		1	2	2		10,6	21	42	79	52
	0,44	1	2	3	3		10,9	22	44	82	53
	0,59			5	4		11,2		45	84	54
	0,74		3	6	5		11,5	23	46	86	55
	0,89			7	6		11,8		47	88	56
	1,04	2	4	8	7		12,2	24	49	91	57
	1,20			9	8		12,5	25	50	94	58
	1,36		5	10	9		12,8	26	51	96	59
	1,52	3	6	11	10		13,2		53	99	60
1	1,68			13	11		13,6	27	54	102	61
	1,84		7	14	12		14	28	56	105	62
	2,01	4	8	15	13		14,3		57	107	63
	2,18		9	16	14		14,7	29	59	110	64
	2,34			18	15		15,1	30	60	113	65
	2,51	5	10	19	16		15,6	31	62	117	66
	2,68		11	20	17		16	32	64	120	67
	2,86			21	18		16,4	33	66	123	68
	3,04	6	12	22	19		16,9	34	68	127	69
	3,22		13	24	20		17,4	35	70	130	70
2	3,40			26	21	9	17,9	36	72	134	71
	3,58	7	14	27	22		18,4	37	74	138	72
	3,77		15	29	23		18,9	38	76	142	73
	3,96	8	16	30	24		19,4	39	78	146	74
	4,15			31	25		20	40	80	150	75
	4,34	9	17	32	26		20,6	41	82	154	76
	4,54	9	18	34	27		21,2	42	85	159	77
	4,74		19	36	28		21,8	44	87	163	78
	4,94			37	29		22,5	45	90	168	79
	5,14	10	20	38	30		23,2	46	93	173	80
3	5,35		21	40	31		23,9	48	96	179	81
	5,56	11	22	42	32		24,7	49	99	185	82
	5,78		23	43	33		25,5	51	102	191	83
	5,99	12	24	45	34		26,4	53	105	198	84
	6,21		25	46	35		27,4	54	109	205	85
	6,43	13	26	48	36		28,4	56	113	213	86
	6,66		27	50	37		29,4	59	117	221	87
	6,90	14	28	52	38		30,6	61	122	230	88
	7,13			53	39		31,9	63	127	239	89
	7,37		29	55	40		33,2	66	132	249	90
4	7,61	15	30	57	41	13	34,7	69	138	260	91
	7,85		31	59	42		36,4	73	145	273	92
	8,11	16	32	61	43		38,3	77	153	287	93
	8,36		33	63	44		40,6	81	162	304	94
	8,62	17	34	65	45		43,2	86	173	324	95
5	8,89	18	36	67	46	33	46,4	93	185	348	96
	9,16		37	69	47		50,6	101	202	380	97
	9,43	19	38	71	48		56,4	113	225	424	98
	9,71		39	73	49		66,4	133	265	498	99
	10		20	40	50						

ANNEXE II

Loi de variation de la tension d'absorption PS dans l'hypothèse d'un abaissement, à vitesse constante a , de la pression ambiante P_2 à une valeur PI.

Étant donné que la règle de Haldane ne concerne que le cas où la pression ambiante P_2 s'abaisse instantanément ou presque, on est donc conduit, pour étudier le problème dont il s'agit, à considérer que l'abaissement de pression $P_2 - PI$ est réalisé par n chutes élémentaires, égales, de très courte durée et que, après chacune de ces chutes successives, la pression ambiante demeure constante pendant un temps donné, toujours le même, dépendant de la vitesse a . En d'autres termes, on considère que l'abaissement de pression est réalisé par paliers égaux en ce qui concerne à la fois la chute élémentaire et la durée du palier. On pourra ainsi calculer la valeur de la tension d'absorption à la fin du dernier palier (le n^{e}) et, en faisant $n = \infty$ dans la formule trouvée, obtenir la valeur de PS cherchée.

Si t désigne le temps total nécessaire pour réaliser l'abaissement de P_2 à PI, la valeur des chutes de pression, élémentaires, est $\frac{a \times t}{n}$.

On considère que, au début de l'opération, la pression ambiante est P_2 et que la tension d'absorption a une valeur $PS_0 < P_2$.

Le calcul des valeurs successives de PS à la fin des paliers consécutifs s'établit comme il suit.

Premier palier. — P_2 constante. En appliquant la règle de Haldane et en désignant par PS_1 la valeur cherchée, on a, la durée du palier étant $\frac{t}{n}$:

$$\frac{PS_1 - PS_0}{P_2 - PS_0} = 1 - \frac{1}{2^{\frac{t}{nT}}}$$

D'où l'on tire :

$$PS_1 = PS_0 + (P_2 - PS_0) \left(1 - \frac{1}{2^{\frac{t}{nT}}} \right)$$

En posant, pour simplifier :

$$\frac{1}{2^{\frac{t}{nT}}} = C$$

On a alors :

$$PS_1 = PS_0 \times C + P_2(1 - C)$$

Deuxième palier. — P_2 diminue de $\frac{a \times t}{n}$ et la pression ambiante $P_2 - \frac{a \times t}{n}$ demeure constante pendant la durée $\frac{t}{n}$ de ce palier.

On a donc :

$$\frac{PS_2 - PS_1}{P_2 - \frac{a \times t}{n} - PS_1} = 1 - \frac{1}{2^{\frac{t}{nT}}} = 1 - C$$

Et :

$$\begin{aligned} &= PS_1 \times C + P_2(1 - C) - \frac{at}{n}(1 - C) \\ &= PS_0 \times C^2 + P_2(1 - C)(1 + C) - \frac{at}{n}(1 - C) \end{aligned}$$

Dernier palier. — On voit facilement que, pour le n^{e} palier, on obtient :

$$\begin{aligned} PS_n &= PS_0 \times C^n + P_2(1 - C)[C + C^2 + \dots + C^{n-1}] \\ &- \frac{at}{n}(1 - C)[n - 1 + (n - 2)C + (n - 3)C^2 + \dots + 2C^{n-3} + C^{n-2}] \end{aligned}$$

En faisant la somme des diverses progressions géométriques que comprend l'expression ci-dessus, il vient :

$$\begin{aligned} PS_n &= PS_0 \times C^n + P_2(1 - C) \left(\frac{C^n - 1}{C - 1} \right) \\ &- \frac{at}{n}(1 - C) \left[1 + \frac{1}{1 - C}(n - 2 - C^2 - \dots - C^{n-1}) \right] \end{aligned}$$

Et, finalement, on a :

$$PS_n = PS_0 \times C^n + P_2(1 - C^n) - \frac{at}{n} \left[n - \frac{1 - C^n}{1 - C} \right]$$

Ou en remplaçant C par $\frac{t}{2^{\frac{t}{nT}}}$:

$$PS_n = PS_0 \times \frac{1}{2^{\frac{t}{nT}}} + P_2 \left[1 - \frac{1}{2^{\frac{t}{nT}}} \right] - at + \frac{at}{n} \left[\frac{1 - \frac{1}{2^{\frac{t}{nT}}}}{1 - \frac{1}{2^{\frac{t}{nT}}}} \right]$$

Il reste, maintenant, à déterminer la valeur que prend le terme :

$$(1) \quad \frac{at}{n} \left[\frac{1 - \frac{1}{2^{\frac{t}{nT}}}}{1 - \frac{1}{2^{\frac{t}{nT}}}} \right]$$

pour $n = \infty$.

Ce terme peut s'écrire :

$$\frac{at}{n} \left[\frac{\frac{t}{nT} - \frac{1}{2^{\frac{t}{nT}}}}{\frac{t}{nT} - 1} \right]$$

Pour $n = \infty$, le numérateur de l'expression entre parenthèses devient : $1 - \frac{1}{2^{\frac{t}{nT}}}$.

Quant au dénominateur, il peut s'écrire, en développant en série $2^{\frac{t}{nT}}$ et multipliant ce dénominateur par $\frac{n}{t}$:

$$\frac{n}{t} \left[1 + \frac{t}{nT} L2 + \frac{t^2}{(nT)^2} \frac{(L2)^2}{1 \cdot 2} + \dots + 1 \right] = \frac{L2}{T} + \frac{t(L2)^2}{n \times 1 \times 2} + \dots$$

La valeur de cette expression, pour $n = \infty$ est donc :

$$\frac{L2}{T}$$

En définitive, la valeur limite cherchée pour le terme (1) est :

$$\frac{aT}{L^2} \left(1 - \frac{1}{2^{\frac{t}{T}}} \right).$$

Finalement, la valeur de PS_n est :

$$(2) \quad PS_n = PS_0 - at + \left(P_2 - PS_0 + \frac{aT}{L^2} \right) \left(1 - \frac{1}{2^{\frac{t}{T}}} \right).$$

Dans l'étude présentée, les valeurs intéressantes de PS sont celles qui correspondent, respectivement, à son maximum PS_m et à PS_i , valeur atteinte lorsque P_2 a été abaissée à P_i .

Valeur de PS_m . — Cette valeur est évidemment atteinte quand PS est égale à la pression ambiante, c'est-à-dire lorsque l'on a :

$$PS = P_2 - a \times t_m.$$

En conséquence, on doit avoir :

$$PS_m = PS_0 - at_m + \left(P_2 - PS_0 + \frac{aT}{L^2} \right) \left(1 - \frac{1}{2^{\frac{t_m}{T}}} \right)$$

c'est-à-dire :

$$P_2 - at_m = PS_0 - at_m + \left(P_2 - PS_0 + \frac{aT}{L^2} \right) \left(1 - \frac{1}{2^{\frac{t_m}{T}}} \right).$$

D'où il vient :

$$(3) \quad P_2 - PS_0 = \left(P_2 - PS_0 + \frac{aT}{L^2} \right) \left(1 - \frac{1}{2^{\frac{t_m}{T}}} \right)$$

que l'on peut écrire :

$$1 - \frac{1}{2^{\frac{t_m}{T}}} = \frac{P_2 - PS_0}{P_2 - PS_0 + \frac{aT}{L^2}}.$$

Les termes du second membre étant connus, on peut calculer la valeur de t_m et l'on a :

$$PS_m = P_2 - at_m.$$

Dans le cas où l'abaissement de pression est réalisé instantanément, $t = 0$, $a = \infty$ et $at = P_2 - PI$.

La relation (3) pouvant s'écrire :

$$(P_2 - PS_0) \times \frac{1}{\frac{t_m}{T}} = \frac{aT}{L^2} \left(1 - \frac{1}{2^{\frac{t_m}{T}}} \right)$$

ou encore :

$$P_2 - PS_0 = \frac{aT}{L^2} \left(2^{\frac{t_m}{T}} - 1 \right)$$

on a :

$$a = \frac{(P_2 - PS_0) L^2}{T \left(2^{\frac{t_m}{T}} - 1 \right)}$$

et, par suite :

$$(4) \quad at_m = \frac{(P_2 - PS_0) L^2}{T} \times \frac{t_m}{2^{\frac{t_m}{T}} - 1}.$$

D'autre part, en reprenant le développement en série de $2^{\frac{t_m}{T}}$ utilisé plus haut, on voit que pour $t = 0$, on a : $2^{\frac{t_m}{T}} - 1 = \frac{t_m}{T} L^2$, d'où en portant cette valeur dans (4) :

$$at_m = \frac{(P_2 - PS_0)}{T} L^2 \times t_m \times \frac{T}{t_m L^2} = P_2 - PS_0.$$

D'où :

$$PS_m = P_2 - at_m = P_2 - (P_2 - PS_0) = PS_0.$$

Valeur de PS_i . — On a alors $a \times t_i = P_2 - P_i$. En appliquant la relation générale (2), on a :

$$PS_i = PS_0 - (P_2 - P_i) + \left[P_2 - PS_0 + \left(\frac{P_2 - P_i}{t_i} \right) \frac{T}{L^2} \right] \left(1 - \frac{1}{2^{\frac{t_i}{T}}} \right).$$

Tous les termes du second membre étant connus, on peut donc calculer PS_i .

D'autre part, un calcul analogue à celui qui a été fait plus haut pour trouver la valeur de PS_m pour $t = 0$ (abaissement instantané de $P_2 = P_i$), montre que, dans ce cas, on a encore :

$$PS_i = PS_0.$$

ANNEXE III

Note de calculs relative à la détermination de la durée de la décompression t_d dans le cas d'un poste de travail ($t_c + \theta + t_d$) de 8 heures sous une pression effective P_2 de 2 kg/cm².

NOTA. — 1^o Les diagrammes correspondants font l'objet de la figure 7.

2^o L'unité de pression ou de tension adoptée est le kilogramme par centimètre carré; par mesure de simplification, l'indication kg/cm² a été remplacée par la lettre kg.

I. — Décompression effectuée conformément à la réglementation actuelle.

Temps de décompression (t_d) 10 mn/kg de pression, soit : $10 \times 2 = 20$ mn.

II. — Temps de compression (t_c).

a) Règlement actuel :

4 mn/kg jusqu'à 2 kg, soit : 4×2 8 mn

b) Règlement envisagé :

Pour atteindre 0,3 kg	1
Pause à 0,3 kg (évaluation) (*)	4
De 0,3 kg à 2 kg, à raison de 3 mn/kg	10 mn
$(2 - 0,3) \times 3 = 1,7 \times 3 = 5,1$ mn soit	

Les temps a) et b), ainsi calculés, sont comparables et d'ailleurs relativement faibles.

Comme il a été exposé, il a paru expédient d'ajouter le temps t_c au temps de travail proprement dit θ , c'est-à-dire de considérer, pour les calculs, que la durée pendant laquelle les ouvriers ont été soumis à la pression effective $P_2 = 2$ kg est $t_c + \theta$, temps total écoulé entre le début de la mise en compression et le commencement de l'opération de décompression.

III. — Temps de décompression (t_d).

Calculs effectués en appliquant la règle de Haldane.

a) Détermination de $t_c + \theta$. — Le temps est égal à la durée du poste de travail (8 heures), diminuée du temps réglementaire actuel de décompression.

On a donc :

$$t_c + \theta = 60 \text{ mn} \times 8 - 20 \text{ mn} = 460 \text{ mn.}$$

b) Calcul du temps de décompression (t_d) :

Dans le sas, la pression absolue peut, sans inconvénient, être réduite de moitié, c'est-à-dire abaissée à $\frac{2+1}{2} = 1,5$ kg, soit $1,5 - 1 = 0,5$ kg de pression effective.

On considérera que cet abaissement est réalisé à une vitesse dont la valeur est égale, sensiblement, à la moyenne des vitesses limites de 0,350 kg/mn et de 1 kg/mn, indiquées dans l'exposé, soit 0,75 kg/mn (vitesses de remontée des scaphandriers de la marine américaine).

La pression $P_2 = 2$ kg dans le sas, ayant été ramenée à $P_1 = 0,5$ kg, on procède alors à une opération consistant à abaisser à 1,3 kg la tension de saturation PS_t correspondant à P_1 , tandis que l'on ramène P_1 de 0,5 kg à 0 (pression atmosphérique), en marquant cinq paliers correspondant chacun à une chute de P_1 de $\frac{0,5}{5} = 0,100$ kg. La durée d'un palier donné est détermi-

née de manière qu'à la fin de ce palier, la tension d'absorption PS à l'origine du dit palier se trouve abaissée d'une fraction égale à $\left(\frac{PS_t - 1,3}{5}\right)$ kg ou à une valeur voisine, arrondie, de ce quotient. On donnera à cette fraction la désignation $\Delta(PS)$.

L'examen des courbes d'absorption (fig. 6) montre que pour un séjour de 460 mn dans l'air comprimé, les tissus des catégories 40 T et inférieures sont saturés. De ce fait, et en raison de la symétrie des courbes d'absorption et d'élimination, les temps nécessaires pour abaisser, dans ces tissus ou éléments absorbants, la tension PS à 1,3 kg, sont évidemment inférieurs à ceux à prévoir pour les tissus 75 T et 120 T qui, eux, ne sont pas saturés.

Les calculs peuvent donc être limités au calcul de t_d pour ces deux dernières catégories de tissus.

Tissus 75 T. — Pourcentage de saturation au bout de 460 mn (déterminé au moyen de la courbe correspondante ou de la table A) :

$$s = 0,985.$$

D'où :

$$PS_0 = 0,985 \times P_2 = 0,985 \times 2 = 1,97.$$

Étant donné que, pendant que l'on abaisse P_2 à 0,5 kg, PS_0 a subi une certaine réduction, et a été abaissé à PS_t , il y a lieu de calculer la valeur de la dite tension, étant remarqué, incidemment, que si l'abaissement était réalisé instantanément, la dite valeur serait PS_0 (voir annexe I).

On a (voir annexe I) :

$$PS_t = PS_0 - (P_2 - PI) + \left[P_2 - PS_0 + \frac{aT}{L2} \right] \left(1 - \frac{1}{2^{\frac{t}{T}}} \right).$$

$$\text{Avec } t_i = \frac{2 - 0,5}{0,75} = 2 \text{ mn.}$$

En remplaçant les lettres par leurs valeurs numériques, il vient :

$$\begin{aligned} PS_t &= 1,97 - 1,5 + \left[2 - 1,97 + \frac{0,75 \times 75}{0,693} \right] \left(1 - \frac{1}{2^{\frac{2}{T}}} \right) \\ &= 0,47 + [0,03 + 81,1] \times 0,0183 \\ &= 0,47 + 1,48 = 1,95. \end{aligned}$$

valeur très voisine de PS_0 .

D'autre part, lorsque la pression est abaissée de P_2 à PI , elle passe nécessairement par une valeur pour laquelle elle est égale à PS (voir annexe I) (*). Cette valeur PS_m , qui correspond au maximum de PS , est obtenue pour une valeur t_m de t , donnée par l'équation :

$$1 - \frac{1}{2^{\frac{t_m}{T}}} = \frac{P_2 - PS_0}{P_2 - PS_0 + \frac{aT}{L2}} = \frac{0,03}{81,4} = 0,00037$$

dont la racine est pratiquement nulle.

(*) En d'autres termes, le tissu est alors saturé.

(*) Pause effectuée à la pression de 0,3 kg et qui prend fin quand aucun des ouvriers n'éprouve plus de malaises.

On a donc $PS_m = PS_0$.

Des calculs qui précédent, il ressort que l'on peut considérer qu'au moment où la pression est abaissée à 0,5 kg, la tension est égale à $PS_0 = 1,97$ et que, pour cette pression, le tissu est saturé.

Dans l'opération d'abaissement de $PI = 0,5$ à 0 (pression atmosphérique), par paliers de 0,100 kg, la tension doit être abaissée de 1,97 à 1,30, c'est-à-dire de 0,67, en cinq paliers : trois de 0,13 et deux de 0,14 ($\Delta PS = \frac{1,97 - 1,3}{5}$).

Les calculs effectués pour déterminer t_d sont résumés dans le tableau ci-après :

NU-MÉRO du palier	VALEURS de PS et de PI au début du palier		$DP =$ $PS - \Delta (PS)$ PI	POURCENTAGE s' de DP correspondant à $\Delta (PS)$ $s' = \frac{\Delta (PS)}{DP}$	DURÉE en mn, du palier nécessa- ire pour obtenir s'	DURÉE totale de l'opé- ration
	PS	PI				
1	1,97	0,5	1,47	0,13 $\frac{0,13}{1,47} = 0,088$	10	
2	1,84	0,4	1,44	0,13 $\frac{0,13}{1,44} = 0,09$	10	
3	1,71	0,3	1,41	0,13 $\frac{0,13}{1,41} = 0,092$	10	52 mn
4	1,58	0,2	1,38	0,14 $\frac{0,14}{1,38} = 0,1$	11	
5	1,44	0,1	1,34	0,14 $\frac{0,14}{1,34} = 0,1$	11	

Tissus 120 T. — (Calculs résumés).

$$s = 0,94 \quad PS_0 = 0,94 \times 2 = 1,88 \quad PS_i = 1,86 \quad P_m \neq PS_0$$

NU-MÉRO du palier	VALEURS de PS et de PI au début du palier		$DP =$ $PS - \Delta (PS)$ PI	$\Delta (PS)$	POURCENTAGE s' de DP correspondant à $\Delta (PS)$ $(s' = \frac{\Delta (PS)}{DP})$	DURÉE en mn, du palier néces- saire pour obtenir s'	DURÉE totale de l'opé- ration
	PS	PI					
1	1,88	0,5	1,38	0,11	$\frac{0,11}{1,38} = 0,08$	14,4	
2	1,77	0,4	1,37	0,11	$\frac{0,11}{1,37} = 0,08$	14,4	77 mn 04
3	1,66	0,3	1,36	0,12	$\frac{0,12}{1,36} = 0,088$	16	soit
4	1,54	0,2	1,34	0,12	$\frac{0,12}{1,34} = 0,09$	16,3	77 mn
5	1,42	0,1	1,32	0,12	$\frac{0,12}{1,32} = 0,09$	16,3	

IV. — Conclusion.

Un séjour d'une durée $t_c + \theta = 460$ mn devrait donc être suivi d'une décompression d'une durée $t_d = 77$ mn, ce qui donnerait pour le poste de travail : $460 + 77 = 537$ mn = 8 h 57 mn soit 9 heures.

Le PRÉSIDENT. — Je me fais votre interprète en remerciant le général FROMENT de son intéressant développement.

Ces études ont conduit à des résultats pratiques, comme le caisson de secours, et vont entraîner la rectification du décret de 1913 sur des bases plus scientifiques.

Nous devons nous en réjouir, mais ces moyens et ces règlements n'auront d'efficacité qu'avec le concours de tous les intéressés, ce que M. CALONI a très judicieusement qualifié ce matin d'« adhésion humaine ».

Développer cette adhésion est un des buts principaux de l'organisme de Prévention dans tous les domaines de la Sécurité du Travail.

(Reproduction interdite.)

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

AVRIL-MAI 1952

Cinquième Année, N° 52-53.

Série : SOLS ET FONDATIONS (VII).

APPLICATION DE LA MÉCANIQUE DU SOL LE COMPACTAGE DES SOLS

Par **M. F. DERVIEUX,**

Ingénieur E. T. P. Directeur du Laboratoire d'Études du Sol et d'Essais de Matériaux à Alger.

INTRODUCTION

La présente communication de M. DERVIEUX, qui a fait l'objet d'une conférence à Alger en mai 1951, m'avait amené à faire quelques observations que l'auteur m'a aimablement demandé de rapporter ici.

Le compactage d'une matière telle que le sol présente plusieurs analogies avec celui du béton et ceci est susceptible de nous conduire à d'utiles comparaisons. Le béton comporte un mortier essentiellement plastique puisque très chargé en eau. Cette plasticité est admissible car une grande partie de cette eau doit être éliminée par la suite, par combinaison au ciment, de sorte que le produit définitif aura une cohésion suffisante.

Dans le sol, au contraire, la quantité d'eau introduite par la mise en place doit être réduite au minimum, puisqu'elle y restera presque entièrement à l'état libre ; elle devra donc être juste suffisante pour assurer la cohésion capillaire. Le mortier est donc très peu plastique.

Dans le béton, le serrage s'effectue grâce à un damage et un piquage légers si le mortier est très fluide. S'il l'est moins, on utilise la vibration. Le mécanisme de celle-ci consiste en une agitation intense des grains qui a pour effet de diminuer et même d'annuler leur frottement interne. Le mortier prend alors l'allure d'un liquide visqueux dans lequel les plus gros agrégats peuvent se mouvoir et accéder à leur place de plus grande stabilité, tandis que l'air s'échappe vers l'extérieur.

Le mortier compact et chargé d'eau est bon conducteur des vibrations qui font sentir leur effet à une distance appréciable du vibrateur.

Le sol qui, au contraire, possède un frottement interne élevé et qui est souvent composé en grande partie de grains très fins, ne prend pas facilement l'état de liquidité. Si, grâce à une énergie vibratoire intense et une fréquence élevée, il était possible de lui

faire atteindre cet état, il en résulterait un excès d'eau incompatible avec la capillarité nécessaire à la cohésion.

En outre, le sol est très mauvais conducteur des vibrations à haute fréquence et ce compactage serait essentiellement localisé. La vibration semble donc être de peu d'utilité dans le compactage du sol. Il est alors nécessaire d'utiliser un moyen de serrage qualifié de plus énergique, bien que finalement il ne nécessite pas une quantité d'énergie supplémentaire. Cette énergie est seulement distribuée d'une manière différente. Au lieu de distribler l'énergie dans l'ensemble de la phase à plastifier, il faut la localiser de telle façon qu'un mouvement puisse se produire. On la distribue suivant des plans et des surfaces de glissement où la résistance au cisaillement est minimum. Il faut vaincre la résistance au cisaillement suivant ces plans en apportant à chaque fois une quantité minimum d'énergie nécessaire pour déterminer ces glissements. Il faut alors opérer, non pas par vibration, mais par chocs successifs, tels que l'impulsion demeure supérieure à la résistance au cisaillement. Plus la matière devient compacte, plus cette résistance augmente. C'est pourquoi, si l'on veut atteindre le maximum Proctor, il est nécessaire de déployer une grande énergie. Un petit nombre de chocs très énergiques donnera donc un rendement supérieur à une infinité de petits chocs. Il peut en être de même pour des bétons très secs, « très raides », où la résistance propre du squelette d'agrégat doit être vaincue de la même façon que la rigidité du mortier. Il semble alors que le damage par chocs, combiné éventuellement à la vibration à haute fréquence, puisse conduire à des hautes compacités avec un rendement énergétique élevé.

R. L'HERMITE,

Directeur des Laboratoires du Bâtiment
et des Travaux Publics.

EXPOSÉ DE M. DERVIEUX

Les profondes modifications qui, depuis quelques années seulement, sont intervenues dans les méthodes, les moyens de transport et de mise en place des terres, ont naturellement conduit l'Administration à réviser les textes des Cahiers des charges applicables aux grands travaux de terrassement, à introduire dans les marchés des clauses particulières dont l'Entreprise n'est peut-être pas encore à même d'établir les incidences sur ses prix unitaires.

Pour lui faciliter l'analyse de ces textes nous examinerons les différentes données caractéristiques d'une étude d'ouvrage en terre, les modalités de l'exécution et du contrôle des éléments essentiels qu'il serait, à notre avis, utile de faire figurer dans les programmes ou les Cahiers des charges.

A titre d'exemple, l'Administration des Chemins de Fer Algériens prescrit :

« Les remblais seront exécutés par couches horizontales ayant une épaisseur uniforme de 25 cm au maximum avant compression.

« Les opérations seront menées de façon à assurer en tous points le compactage optimum correspondant à l'obtention d'une densité sèche égale à :

- 90 % au moins de la densité sèche maximum obtenue à l'essai de compactage standard si cette densité sèche est supérieure à 1,9 kg/dm³.
- 95 % si elle est comprise entre 1,9 et 1,6 kg/dm³.
- 100 % si elle est inférieure à 1,6 kg/dm³.

« Ce pourcentage sera au maximum de 95 % pour les couches supérieures exécutées sur les 30 derniers centimètres au moyen de terres de choix. »

Sous une forme aussi condensée il semble impossible, sauf cas exceptionnel, d'évaluer les difficultés de l'exécution.

Les conditions de réception du remblai sont fixées d'après sa compacité mais les tolérances, si bien définies qu'elles soient, ne donnent aucune idée sur la puissance et l'emploi du matériel utile.

L'essai dit de « compactage standard » plus connu sous le nom d'« essai Proctor » est une excellente base d'appréciation des résultats à obtenir mais il doit être associé à un certain nombre d'autres caractéristiques dont la connaissance est indispensable aussi bien à l'auteur du projet qu'à son exécutant.

Établir et énoncer ces différentes caractéristiques revient à placer chacune des parties devant ses responsabilités, à éviter, autant que possible, des contestations pendant les travaux et pour leur règlement.

RÉSUMÉ

Les profondes modifications qui, depuis quelques années seulement, sont intervenues dans les méthodes, les moyens de transport et de mise en place des terres ont naturellement conduit l'administration à réviser les textes des Cahiers des charges applicables aux grands travaux de terrassement, à introduire dans les marchés des clauses particulières dont l'entreprise n'est peut-être pas encore à même d'établir les incidences sur ces prix unitaires.

Pour lui faciliter l'analyse de ces textes, l'auteur examine les différentes données caractéristiques d'une étude d'ouvrage en terre, les modalités de l'exécution et du contrôle, les éléments essentiels qu'il serait, à son avis, utile de faire figurer dans les programmes ou les Cahiers des charges.

Parmi les entreprises spécialisées, peu nombreuses croyons-nous, sont celles qui ont déjà adopté pour leurs études préliminaires l'essai Proctor.

Encore que cet essai ne soit pas seul valable dans de nombreux cas, trop souvent encore il apparaît, lorsqu'il est pratiqué sur un chantier, comme une exhibition de laborantins que l'on observe avec quelque scepticisme.

Mais, si ses conclusions sont défavorables, l'ironie fait place à la déception, l'exécutant découvre trop tard qu'il a minimisé l'effort qui lui était demandé.

Cependant, ainsi qu'en toute autre sorte de travaux, on ne saurait s'affranchir d'un contrôle ou craindre de le subir.

Il convient seulement de savoir ce qu'il veut dire.

La compacité que l'on recherche pour un sol mis en remblai est un indice de la *résistance* qu'il offrira aux contraintes qui se manifesteront lors de la mise en service de l'ouvrage ou plus simplement aux charges qu'il devra supporter y compris sa charge propre.

Plus cette compacité est grande, plus les grains du matériau qui forme le squelette de l'ouvrage en terre seront rapprochés, moins il subsistera de vides entre eux et moins le remblai subira de déformations. Ceci n'est cependant pas absolu ainsi que nous le verrons par la suite.

Pour un sol déterminé, la compacité s'évalue d'après le poids de ses grains rapporté à l'unité de volume apparent. C'est ce qu'on a convenu d'appeler la *densité apparente sèche* par relation avec la *densité apparente humide* qui est celle de ce même sol et de l'eau libre qu'il peut enfermer dans ses pores.

Ces deux densités apparentes se mesurent très simplement par la pesée d'un volume V déterminé du sol, puis après étuvage jusqu'à poids constant et par une nouvelle pesée du même matériau desséché. Si Ps est ce poids, la densité apparente sèche $d_s = \frac{Ps}{V}$.

Plaçons-nous dans un cas concret, celui d'un sol dont le poids spécifique est $\delta = 2,65$. Ce poids spécifique est le poids de l'unité de volume des grains supposés concentrés ou encore, s'il est homogène, le poids rapporté à l'unité de volume de l'an de ces grains.

Désignons alors par α la teneur en eau de saturation (rapportée au poids du sol sec), on peut écrire :

$$d_h = \text{densité apparente humide} = \frac{(1 + \alpha)\delta}{1 + \alpha\delta}$$

SUMMARY

The profound modifications which, in the last few years only, have taken place in the means and methods of transporting and dumping earth have naturally led the administration to revise the specifications applicable to earthwork and to introduce special clauses, the consequences of which on unit prices have perhaps not yet been appreciated by the contractor.

To facilitate for him the analysis of these specifications, the author examines the different data characteristic of an earthwork job and the ways of execution and control, and in his opinion, the essential elements, which it would be useful to include in work plans or specifications.

et, par suite, la densité apparente sèche qui correspondrait à cet état de saturation des vides s'exprimera par (1) :

$$(1) \quad d_s = \frac{\delta}{1 + \alpha\delta}$$

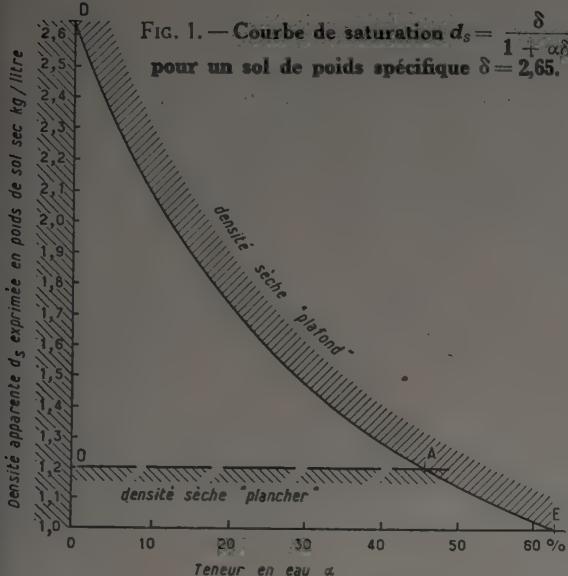


FIG. 1. — Courbe de saturation $d_s = \frac{\delta}{1 + \alpha\delta}$ pour un sol de poids spécifique $\delta = 2,65$.

Il existe donc pour un sol de poids spécifique δ une relation entre ce poids spécifique et les vides entièrement comblés par l'eau du matériau de densité apparente d_s .

Dans un système de coordonnées ox et oy , si l'on porte en abscisses les vides exprimés en pourcentage d'eau et en ordonnées les densités apparentes sèches (la densité 1 étant prise pour origine) cette équation (1) définit une hyperbole équilatère passant par les points :

$$O \text{ ordonnée} = \delta \quad (= 2,65);$$

$$E \text{ abscisse} \alpha = \frac{\delta - 1}{\delta} \quad (= 0,62).$$

Elle partage le plan en deux régions (fig. 1).

Pratiquement il est rare de rencontrer des sols dont la densité sèche apparente est inférieure à 1,2.

Cette densité est celle d'une terre à l'état foisonné. Cela conduit à limiter la région inférieure à la nouvelle ligne d'abscisses :

$$d_s = 1,2 \quad \alpha = 45 \%$$

Pour fixer les idées nous adopterons une terminologie non orthodoxe mais qui aura le mérite de préciser cette présentation.

Sacrifiant à la mode présente nous appellerons cette densité la *densité sèche plancher* et la branche d'hyperbole sera la *densité sèche plafond*.

C'est une *limite absolue* à la mise en œuvre du sol de poids spécifique δ .

Toute la région supérieure sera donc pratiquement inabordable, si parfaits que soient les moyens.

Il est évident, par ailleurs, que les teneurs en eau négatives sont à éliminer.

Ainsi, seul le domaine triangulaire DOA est appelé à subsister pour une représentation des points correspondant à un état de compactage du sol considéré.

La forme triangulaire de ce domaine montre qu'un sol qui exigera beaucoup d'eau pour sa mise en œuvre aura une densité apparente sèche, c'est-à-dire en définitive une compacité, plus faible qu'un autre sol (de poids spécifique δ égal ou voisin) dont la teneur en eau optimum de compactage serait moins élevée.

Les sols argileux seront moins facilement compactables que des sols argilo-sableux. Les premiers atteindront rarement une densité sèche supérieure à 1,6 ou à 1,7 alors que des mélanges d'argile et sable et mieux, d'argile, sable et gravier pourront dépasser 1,90 et, quelquefois, assez facilement 2,0 et 2,10 et d'autant mieux que le gravier se trouvera en proportion plus importante.

Là réside tout le secret du béton d'argile. Obtenir un mélange dense, donc très compact, en utilisant le mortier argilo-sableux en quantité juste suffisante pour combler les vides entre les graviers.

Les points représentatifs d'un mélange de ce genre mis en place convenablement se placeront dans la partie haute du graphique. Ils définiront un matériau amené au plus haut point de serrage, donc de poids à l'unité de volume.

Les vides étant réduits au minimum, les déformations seront aussi faibles que possible.

**

On sait que l'efficacité de la mise en œuvre des remblais est subordonnée à une humidification convenable du sol.

L'eau qui entoure les grains agit comme un *lubrifiant*.

Elle réduit les frottements et facilite leur glissement. Ils peuvent alors, sous l'effet du roulement, se serrer en ne laissant subsister entre eux qu'un minimum de vides résiduels dont le volume total apparent devient alors fonction :

— *Du poids des engins utilisés*,

— *Du nombre de passes successives* de ceux-ci au même endroit.

Mais, si une certaine teneur en eau est indispensable, un excès peut, par contre, rendre le sol plastique.

Il colle aux engins et l'on arrache ce que l'on vient de rouler.

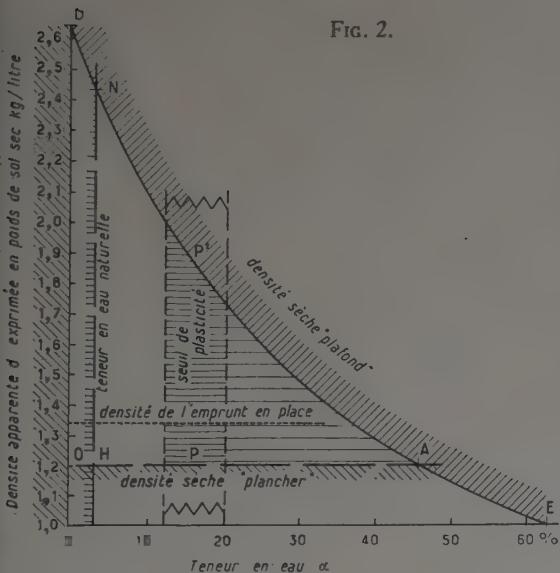


FIG. 2.

(1) En effet dans le volume apparent unité, il y a un volume absolu de grains : $\frac{d_s}{\delta}$, dans un volume d'eau de saturation :

$1 - \frac{d_s}{\delta}$ et le volume de cette eau de saturation a pour valeur $1 - \frac{d_s}{\delta}$

$$\alpha = \frac{1 - \frac{d_s}{\delta}}{d_s} \quad \text{d'où la valeur de } d_s.$$

Pour le même volume apparent unité, la densité apparente humide est égale au poids des grains plus le poids de l'eau.

$$d_h = d_s + 1 - \frac{d_s}{\delta}$$

d'où la valeur de d_h .

La teneur en eau qui correspond à cet état plastique au-dessus duquel tout effet de ces engins sera momentanément suspendu, fait intervenir une nouvelle caractéristique spécifique du sol utilisé. C'est une restriction à son emploi.

Nous la désignerons pour conserver notre terminologie imagée par : *seuil de plasticité*.

La position de ce seuil varie suivant la qualité de la terre. Si elle est très argileuse, elle se situera aux alentours de 20 %.

Si elle est très sableuse, elle pourra atteindre seulement 12 et même 10 % et parfois moins encore (fig. 2).

Seuls des essais sont susceptibles de la fixer exactement. Il est indispensable de la connaître pour ne pas risquer de la dépasser.

Ce seuil n'est pas une limite absolue mais l'exécutant qui la franchit éprouvera des difficultés qui le contraindront bon gré mal gré à éliminer l'eau excédentaire en aérant le sol répandu en le reprenant à la charrue, à la herse ou à la niveleuse.

Pour éviter cette perte de temps et de rendement il est nécessaire, sinon suffisant, d'être renseigné sur la valeur limite, à moins que la sanction pratique de son existence par une augmentation du prix de mise en œuvre soit préférée à un simple avertissement.

* * *

La terre est prise généralement sur place, au voisinage de l'ouvrage à construire, dans des emprunts superficiels ou en carrière.

En masse compacte, cette terre se présente avec une certaine humidité naturelle.

Cette teneur en eau peut, si l'on opère avec des engins qui sont à la fois chargeurs et transporteurs, se maintenir en grande partie jusqu'au moment du répandage et, par suite, la quantité d'eau nécessaire au compactage sera diminuée d'autant.

Cette teneur en eau naturelle varie, bien entendu, suivant :

- La nature du sol;
- Les lieux de prélèvement;
- La saison.

On peut cependant la déterminer à l'avance et mentionner sa valeur.

Plaçons-la à un minimum moyen de 3 %, valable pour le bassin méditerranéen et pour des sols argilo-graveleux compacts.

Le domaine de variation des densités réalisables par compactage mécanique se ramène maintenant au rectangle HNPP.

Ces deux nouvelles lignes d'ordonnées, la densité plafond et la densité plancher, réduisent sensiblement les conditions et possibilités d'exécution.

D'autre part, les emprunts possédant naturellement une certaine compacité, nous pouvons envisager de reproduire au moins une partie de leur état naturel sans les abaisser à un foisonnement excessif.

La traduction sur le diagramme est l'élévation de la densité minimum que nous avons désignée par « densité plancher ».

Ce sera la densité de l'emprunt en place que nous nous efforcerons de conserver ou d'élever, à moins que la nature de l'ouvrage à construire ne nécessite pas un serrage intense.

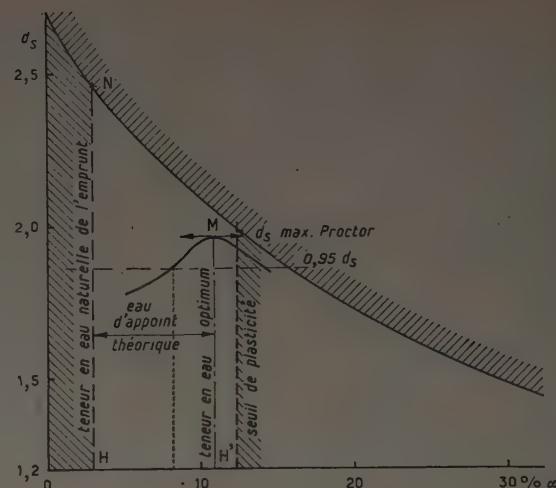


FIG. 3.

A partir du sol extrait, on ajoutera l'eau par portions successives en homogénéisant chaque fois le mélange.

Tout d'abord le poids de grains que l'on pourra faire entrer dans l'unité de volume croît assez régulièrement avec la quantité d'eau ajoutée.

Au laboratoire on trace par points cette courbe de variation de la densité sèche en fonction de la teneur en eau.

L'essai s'effectue au moyen de l'appareil Proctor. C'est un cylindre de 1 litre de capacité dans lequel on pilonne le sol en trois couches au moyen d'une dame normalisée.

Connaissant le poids de terre correspondant à la capacité de 1 litre, connaissant la quantité d'eau qui a été introduite, soit en la mesurant au moment de son incorporation au sol, soit en desséchant à l'étuve des échantillons extraits du cylindre après achèvement de chaque opération, on en déduit la densité sèche correspondante (Proctor).

La courbe de variation s'inscrira nécessairement dans le cadre que nous lui avons construit.

Elle passe par un maximum appelé *densité sèche Proctor* pour une teneur en eau bien déterminée, la *teneur en eau optimum Proctor* (fig. 3).

Cette courbe présente rarement un axe de symétrie; elle s'élève d'abord lentement, d'autant plus lentement que le sol est plus sableux, elle s'infléchit pour, au-delà du maximum, prendre une courbure analogue à celle de la densité plafond qui en constitue l'asymptote.

Si l'auteur du projet a prescrit que le *compactage doit être au moins égal à 95 ou 100 % de la densité Proctor* cela voudra dire que les densités sèches mesurées sur l'ouvrage devront être comprises entre les deux ordonnées limites $0,95 d_s$ et d_s , ce qui implique, lorsque le poids des engins correspond à l'efficacité du pilonnage dans le cylindre Proctor, que l'on ne devra que s'écartez aussi peu que possible de l'humidité optimale.

On ne pourra parvenir au compactage exigé qu'en réglant cette humidité et en surveillant son maintien dans le sol pendant toute l'opération. Ce n'est pas aussi facile qu'on le croit généralement, surtout si le sol est assez sableux.

Voici donc deux points très importants pour l'Entreprise.

Connaitre la teneur en eau d'appoint et pouvoir apprécier les difficultés qu'elle pourra éprouver à l'incorporer au sol, de manière à constituer un mélange homogène se maintenant à l'humidité optimum pendant toute la durée des opérations de mise en œuvre jusque et y compris le roulage final de la surface au rouleau lisse ou au rouleau à pneus, s'il s'agit d'une chaussée.

Souvent, malgré la connaissance parfaite de l'eau à ajouter, théoriquement définie par la distance des deux lignes d'ordonnées HN et H'M il se présente une autre difficulté : l'évaporation.

Son évaluation est une question de pratique et surtout de climat. Il serait, toutefois, imprudent de la négliger.

Nous avons rencontré des sols où la quantité d'eau évaporée était à tout moment plus élevée que l'eau d'appoint théorique.

Mis en place dans ces conditions optima le remblai aura une compacité appréciable dès son achèvement.

Il ne pourra subir par la suite que des déformations élastiques.

L'observation de l'augmentation de la densité traduit parfaitement l'efficacité du travail des engins de compactage, mais cette efficacité apparaît plus nettement encore en établissant la variation correspondante des vides du sol.

Les vides remplis d'air qui subsistent après compactage sont représentés sur le graphique supérieur de la figure 4 par les différences des ordonnées des deux courbes :

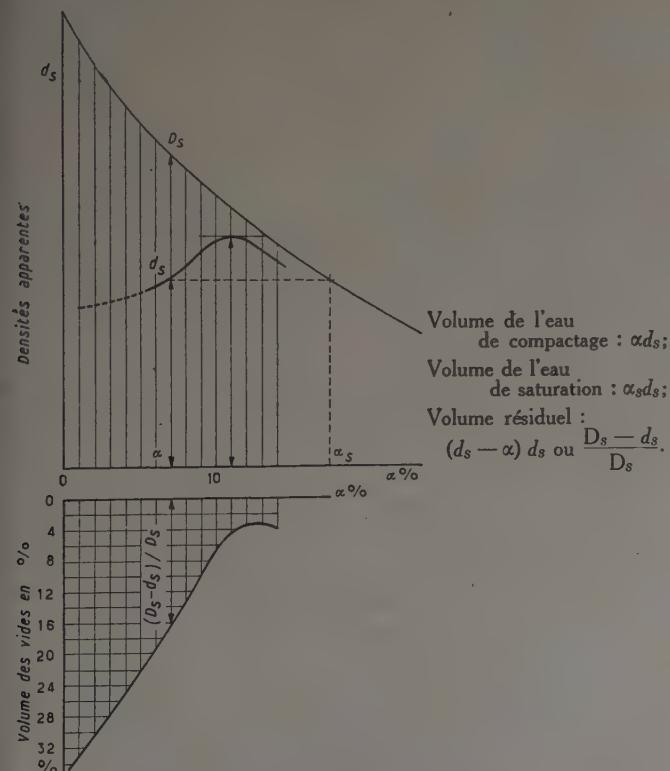


FIG. 4. — Variation du volume des vides résiduels (air).

Densité plafond.....
Densité sèche de compactage

$$a = \frac{D_s - d_s}{D_s}$$

Reportons les valeurs de a sur un graphique annexe en utilisant le même axe d'abscisses (fig. 4).

Ces vides qui, à l'origine (dans l'emprunt) étaient par exemple (dans le cas de la figure) de 35 %, diminuent très rapidement lorsque, pour une intensité de compactage donnée, on augmente l'eau incorporée, puis beaucoup moins vite avant et au voisinage du maximum Proctor. Quand on atteint celui-ci, l'eau n'est plus qu'un élément accessoire, l'efficacité du compactage devient presque uniquement fonction du poids et du rendement des engins.

Et, au-delà de la teneur en eau optimum, on ne tire aucun bénéfice de leur action.

Au voisinage du maximum Proctor il faut déployer une grande énergie, le matériel doit faire de nombreuses passes pour accroître seulement de quelques unités le pourcentage de compacité.

C'est bien ce que l'on observe sur le chantier si l'on effectue quelques mesures en cours d'exécution.

Ainsi, le rôle de chacun des deux agents essentiels du compactage des sols, l'eau et la capacité de compactage des engins se trouve mis en évidence.

La teneur en eau, son homogénéité sont les éléments capitaux.

A une insuffisance d'eau correspondrait un volume des vides résiduels excessif, un excès réduirait très vite l'efficacité du matériel quel que soit son poids.

Nous verrons plus loin que dans certains cas il est possible d'obtenir théoriquement la même compacité au moyen d'engins de types très différents pour peu que l'eau soit dosée en conséquence.

On voit également se matérialiser l'écueil du seuil de plasticité souvent proche de la teneur en eau optimum de compactage et, celui beaucoup plus grave de la limite de retrait. Le dépassement de cette limite conduirait à une formation de fissures à la dessication d'où, par la suite, un danger très grave de saturation excessive et rapide du sol par les eaux d'infiltration ou de ruissellement.

C'est la détermination de la juste mesure qui donne sa valeur à l'essai Proctor aussi bien en tant que base de départ que comme moyen de contrôle pendant et après les travaux.

On peut aussi remarquer que la clause de réception d'un remblai à 100 % de la densité Proctor sans aucune indication sur la nature et les caractéristiques du sol d'emprunt est susceptible de provoquer quelques surprises désagréables si l'Entreprise ne dispose pas de moyens suffisants.

Lorsqu'il ne s'agira que du compactage « Proctor standard » le matériel courant permettra généralement de satisfaire à cette exigence, mais si pour un ouvrage important (digue ou remblai de grande hauteur, chaussée d'aérodrome), on impose le compactage Proctor standard modifié dont on parlera plus loin (p. 454), il pourra être indispensable de faire appel à un matériel lourd que beaucoup d'entreprises ne possèdent pas encore.

On peut, il est vrai, obvier à une insuffisance de moyens en réduisant l'épaisseur des couches compactées, mais le nombre de passes s'accroît et le rendement de l'entreprise diminue.

En résumé, compacter un sol au voisinage du maximum Proctor c'est obtenir un pourcentage de vides résiduels tel que, par la suite, l'ouvrage ne subisse plus que des déformations acceptables. Pour contrôler l'opération l'essai Proctor est un outil pratique et un procédé rapide pour évaluer la compacité et, aussi, la quantité d'eau à employer.

Alors se dessine une autre notion, celle de la *qualité de l'ouvrage*.

Les Américains ont bien vite reconnu qu'il pouvait y avoir parfois intérêt à augmenter la compacité pour réduire le cube de terres, améliorer les conditions de stabilité, donc tirer le meilleur parti possible des qualités intrinsèques du sol.

Le modeste rouleau à pieds de mouton que nous avons vu circuler sur les grands chantiers de terrassement en Algérie, surtout depuis la guerre, a été rapidement détrôné.

Les Américains ont construit et utilisé des rouleaux à pneus de 180 t réalisant une pression de 5 à 6 kg/cm², des rouleaux à pieds de mouton pesant 16 t et pouvant poinçonner le sol à raison de 28 à 70 kg/cm² suivant leur surcharge de lestage.

Ces engins trouvent leur emploi dans la construction des barrages et aussi, en raison des efforts appliqués, sur les chantiers d'aérodrome ou de routes à grand trafic.

On exige actuellement en effet des chaussées pour avions lourds une résistance au poinçonnement de l'ordre de 7 à 10 kg/cm².

C'est également l'ordre de grandeur de la pression à la base d'un barrage en terre de 30 à 40 m de hauteur.

Il a donc fallu parallèlement réviser l'essai Proctor. On a maintenu la méthode, ce qui prouve que son adop-

L'essai Proctor standard est devenu l'essai Proctor standard modifié (A.A.S.H.O. modifié).

Dans le premier, rappelons-le, on utilise une dame de 2,5 kg qui tombe d'une hauteur de 30 cm. On pilonne le volume de 1 litre de sol en trois couches. La hauteur totale de l'échantillon compacté étant de 11 cm, chaque couche a par conséquent 3,6 cm environ, et l'équivalent mécanique qui se calcule par l'énergie dépensée rapportée au volume compacté correspond à 5,5 kg/cm/cm³ environ qu'on écrit couramment 5,5 kg/cm².

Dans l'essai Proctor standard modifié on opère sur le même volume mais avec cinq couches au lieu de trois, chacune est par suite de 2,2 cm, la dame pèse 4,5 kg et tombe de 45 cm chaque fois, ce qui porte l'équivalent mécanique à 25 kg/cm² environ.

Ces deux valeurs donnent une idée de l'intensité du compactage et, par suite, du matériel qui devra être employé pour aboutir à la compacité réalisée au cours de l'essai.

D'ailleurs, on admet que l'énergie nécessaire pour compacter des sols relativement imperméables varie grossièrement comme le carré de l'épaisseur de la couche.

Pour une couche de 15 cm d'épaisseur il faudra quatre fois plus de passages que pour une couche de 7,5 cm d'épaisseur.

Des engins plus lourds facilitent rapidement l'accroissement de l'épaisseur et produisent un compactage supérieur. Un rouleau à pneus de 60 t est à peu près deux fois plus efficace que le même rouleau chargé à 40 t.

Comment va se manifester dans l'essai A. A. S. H. O. modifié la compacité nouvelle du sol précédemment considéré ?

La courbe de compactage sera redressée. La raison en est simple puisqu'elle doit s'inscrire dans le triangle immuable, caractéristique du sol pris comme exemple.

Son maximum va être plus élevé, mais la teneur en eau optimum sera plus faible, compensation bien modeste à l'emploi de ce matériel particulier.

On peut dès lors se demander si la dépense d'amortissement qui résulte de cet emploi est bien proportionnée aux résultats.

Seul le volume à mettre en œuvre, le montant total des travaux, permettra de s'en assurer.

On est alors conduit à étendre la notion de l'essai

Proctor. La validité de cet essai est limitée par les dimensions du cylindre. Il ne peut être utilisé que pour des sols dont les plus gros éléments n'excèdent pas 5 mm. S'ils contiennent des graviers excédant cette dimension, il faut extrapoler ses résultats en tamisant les éléments supérieurs à 5 mm, et calculer la densité Proctor sur l'ensemble des éléments à partir de la densité sèche et de la teneur en eau trouvée sur les inférieurs à 5 mm.

Mais, lorsque la proportion des éléments grossiers est supérieure à 50 %, cette rectification par simple proportionnalité est insuffisante.

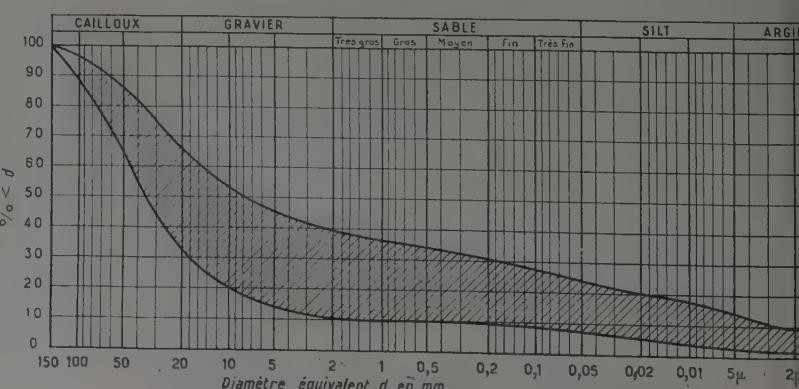
Comme ce cas n'est pas exceptionnel (il se présente généralement dans la construction des chaussées), les Ingénieurs américains de l'État de Californie ont adopté une autre dimension de cylindre qui conduit à des conclusions comparables, mais dans lequel on peut alors compacter des matériaux dont la dimension des plus gros éléments atteint jusqu'à 20 mm.

C'est le cylindre C. B. R. de 15 cm de diamètre, 15 cm de hauteur. On ne le remplit que sur 12,5 cm d'épaisseur en plaçant à l'intérieur un disque d'espacement. On pilonne avec les mêmes dames, mais à raison de 55 coups par couche au lieu de 25 dans le moule Proctor.

Dans le C. B. R. standard, qui correspond comme équivalent mécanique au Proctor standard, chaque couche de 4 cm reçoit donc 55 coups de la dame de 2,5 kg.

Dans le C. B. R. standard modifié qui a même équivalent mécanique que le Proctor standard modifié, les couches successives de 2,5 cm d'épaisseur finale reçoivent 55 coups de la dame de 4,5 kg.

FIG. 5. — Courbes extrêmes de composition granulométrique des emprunts.



* *

Il n'est pas interdit d'aller plus loin.

Nous avons eu l'occasion de le tenter au cours de l'étude d'un important ouvrage en terre actuellement en construction en Algérie, non par simple curiosité mais par souci d'exactitude.

Nous avions à déterminer les caractéristiques d'emploi d'un *conglomérat limoneux, non sableux, comportant des galets dont les diamètres étaient compris entre 10 et 100 ou 150 mm et dont la proportion dans le mélange pouvait dépasser 60 % et atteindre jusqu'à 80 %* (fig. 5).

Le moule californien devenait insuffisant; nous avons dû rechercher quelle pouvait être l'incidence de l'introduction d'éléments aussi grossiers dans le mortier constitué par le limon.

La compacité à rechercher était celle donnée par l'essai standard car les pressions subies par l'ouvrage restaient de l'ordre de 6 kg/cm².

Après de nombreux essais en faisant varier les dimensions des graviers, le diamètre du moule et le compactage, nous avons abouti à cette conclusion que, moyennant l'application d'un coefficient de correction, nous pourrions utiliser soit un moule de 40 cm de diamètre, une dame de 15 kg et 190 coups par couche, soit le moule californien, en tamisant au préalable les éléments supérieurs à 20 mm, avec comme seule extrapolation :

Le calcul de la densité maximum par proportionnalité;
Une correction de la teneur en eau optimum faisant intervenir l'eau de mouillage des cailloux éliminés.

Cette dernière correction nous a été inspirée par la méthode que M. VALLETTE a utilisée dans ses recherches sur la granulation des bétons discontinus.

Son application était valable car la composition granulométrique du matériau utilisé était parfaitement discontinue.

Cet ouvrage sera un remarquable exemple d'emploi de la discontinuité granulométrique dans les ouvrages en terre, possibilité envisagée déjà par certains ingénieurs, mais qui, croyons-nous, n'avait pas encore eu l'occasion de se manifester à une aussi grande échelle.

Ainsi, la vieille condition granulométrique dite « de Talbot », que bien des auteurs avaient déjà trouvée excessive, n'est nullement absolue.

Il n'est pas impossible d'associer des galets ou mieux des graviers à un mortier pour obtenir un excellent béton de terre.

Bien que cet exemple nous ait entraînés un peu en dehors de notre sujet, il était intéressant de le mentionner pour confirmer l'exactitude de certaines hypothèses, la non-intangibilité de la formule de la granulométrie continue, l'identité de comportement des bétons de terre et de ciment vis-à-vis de la composition granulométrique.

Disons cependant, en toute franchise, que cette technique s'est trouvée imposée par les circonstances. On n'avait pas le choix des matériaux.

Cela ne diminue en rien les efforts accomplis pour les utiliser.

* *

Revenons au schéma de base de cette étude du compactage et dessinons les courbes résultant de l'emploi des divers éléments (fig. 6).

La première courbe est celle de l'essai Proctor standard

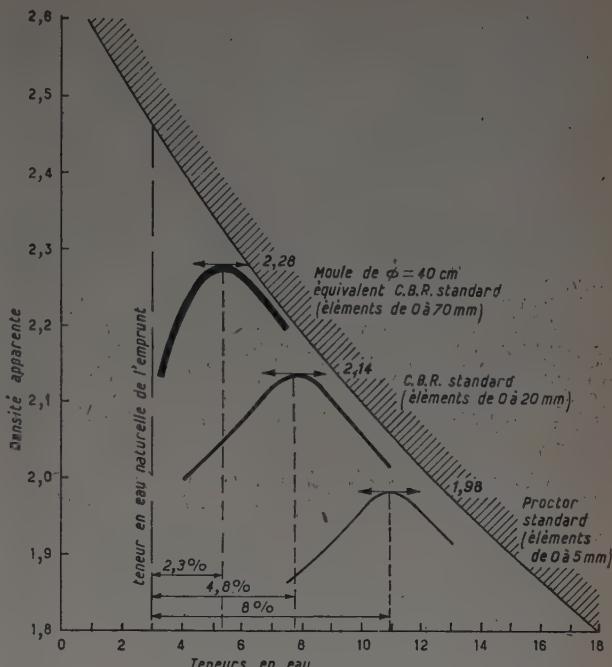


FIG. 6.

obtenue sur le mortier limoneux, c'est-à-dire au moyen des seuls éléments inférieurs à 5 mm.

Nous y ajouterons les courbes qui correspondent à l'ensemble des éléments à pourcentage de galets compris entre 60 et 80 % et résultant de l'essai C. B. R. standard.

Nous tendons de plus en plus vers le sommet du domaine triangulaire sans cependant augmenter l'intensité de compactage.

Plus le matériau est graveleux, plus la teneur en eau optimum est faible et c'est bien logique, car si ces graviers ne sont pas poreux, il suffit d'ajouter seulement une eau de mouillage (la quantité exigée pour des graviers calibrés est faible), pour obtenir un mélange qui gardera l'aspect d'une terre à peine humide, aspect que l'on retrouve toujours en matière de béton de terre.

Dans cet exemple, la teneur en eau d'appoint est seulement de 2 à 3 % car le sol en carrière, très homogène dans sa masse, contient 3 % d'humidité naturelle.

Mais aussi, le seuil de plasticité se rapproche également de la teneur en eau optimum (ce qui interdit tout compactage dès la première pluie); le dosage d'eau devient de plus en plus précis.

Si la densité maximum possible est très élevée, elle n'exige nullement un matériel différent de celui qui, théoriquement, serait nécessaire pour la mise en place du mortier.

Cette augmentation considérable de la densité par rapport à celle obtenue à l'essai Proctor standard des éléments inférieurs à 5 mm découle uniquement de la proportion des galets dans le mélange.

L'énergie que l'on aurait eu à développer pour mettre en place le limon seul au voisinage de l'optimum Proctor est comparable à celle qu'exigera le mélange pour atteindre le maximum prévisible. Mais, quand il s'agit d'enfoncer des galets de 100 à 150 mm de diamètre, l'ergot du rouleau à pieds de mouton, dont la section d'appui dans le modèle courant est de 50 cm², a une effi-

cacité réduite. Plus que le poids, c'est la dimension des plus gros éléments qui commandera le choix des engins, leurs caractéristiques, leur efficacité, leur rendement.

Dans cet exemple, on constate les avantages de la composition granulométrique discontinue en matière de béton terreaux :

Compacité extrêmement élevée;
Teneur en eau réduite.

L'addition à un bon mortier d'une quantité convenable de graviers peut conduire à la solution idéale aussi bien, sinon mieux, qu'une composition granulométrique parfaitement régulière.

La seule limitation à l'accroissement de la compacité par l'augmentation de l'importance du squelette pierreux est alors la proportion minimum de mortier capable d'assurer l'enrobage des graviers.

À ce stade de recherche de la composition granulométrique optimum nous atteignons le *macadam*.

Les conceptions se rejoignent bien que leurs points de départ soient opposés.

De l'argile et du sable argileux dont les éléments trop fins exagèrent le volume des vides résiduels et, de ce fait, restent déformables même après compactage, nous nous sommes orientés vers un mélange d'agrégats plus grossiers pour diminuer l'importance de ces vides, puis poursuivant l'idée qu'il suffit après tout de lier les graviers entre eux par un mortier, nous avons naturellement abouti au *squelette pierreux complété d'une matière d'agrégation*.

Ceci peut alors nous inciter à ne plus concevoir cette matière d'agrégation comme un simple « complément » mais comme un véritable mortier dont les qualités propres feraient bénéficier le macadam de l'expérience acquise dans l'étude des bétons terreaux.

Mais, à cette limite, le **CONTROLE DE LA DENSITÉ EN PLACE**, devient délicat.

Tant que l'essai Proctor demeurait applicable, nous avions un moyen pratique de contrôle de la qualité du mortier avec l'aiguille imaginée par le même auteur.

On enfonçait une sorte de poinçon (aiguille Proctor) et de la pression nécessaire pour une certaine pénétration on déduisait la teneur en eau. C'était très pratique car la courbe « effort exercé » en fonction de la « teneur en eau », a une pente rapide. Elle décèle tout écart anormal de la teneur en eau du mortier.

Dans un béton à fort pourcentage de graviers et surtout si ceux-ci sont de gros diamètre, cela devient irréalisable.

Toujours dans cette même étude de barrage en terre nous avons recherché le moyen d'adapter un procédé analogue au matériau particulier que nous avions à traiter.

Nous avons utilisé la résistance au poinçonnement non plus avec une aiguille, mais avec le piston californien de 20 cm² de section (environ) adopté par les Ingénieurs routiers de l'État de Californie.

On compare la pression nécessaire pour produire dans le sol considéré un enfoncement de 2,5 mm à celle obtenue dans les mêmes conditions sur un macadam type.

On a convenu d'appeler le rapport de ces pressions *l'indice portant californien*.

Ce procédé de contrôle de la teneur en eau de compactage se trouve justifié par la tendance que nous énonçons tout à l'heure, qui consiste à considérer le macadam comme une simple extension des bétons de terre à composition granulométrique optimum et discontinue.

Étant donné les dimensions du piston californien, son emploi se trouve réservé à des matériaux tributaires de l'essai C. B. R. mais nous avons pu constater que les coefficients correctifs restaient acceptables.

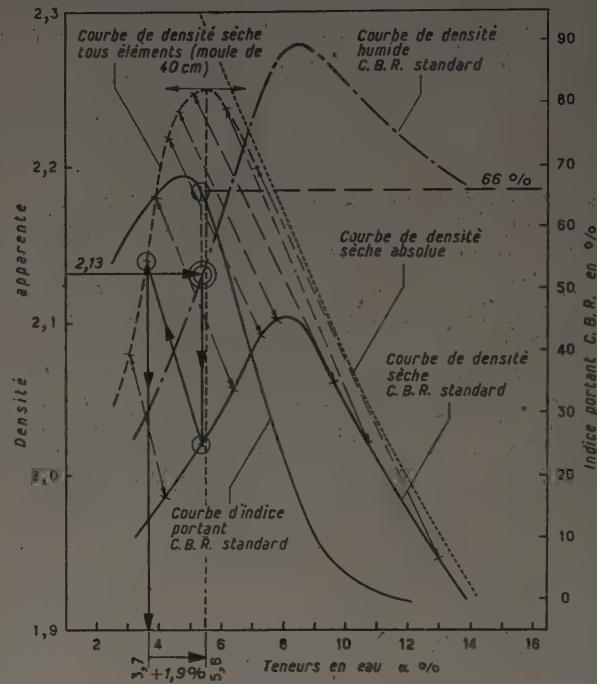


FIG. 7.

En déterminant sur le matériau compacté dans ce cylindre la valeur de l'indice portant, on peut déduire presque instantanément la teneur en eau de compactage avec une bonne approximation, et obtenir par conséquent, par simple examen du graphique (fig. 7), le supplément qu'il convient de prévoir pour se rapprocher de l'optimum que l'on a défini auparavant par la courbe de compactage C. B. R.

La courbe indice portant en fonction des teneurs en eau que l'on peut représenter sur le même graphique (fig. 7) en portant cette fois en ordonnées non plus les densités, mais ces « indices portants », a une pente très rapide, assez semblable à celle que l'on obtenait avec l'aiguille Proctor qui, elle, ne pouvait être utilisée que sur le mortier.

C'est une simplification du contrôle car, avec la méthode de l'indice portant, nous conservons tous les éléments inférieurs à 20 mm, alors qu'avec l'aiguille, nous devions éliminer tous les éléments supérieurs à 0,5 mm, c'est-à-dire ne conserver que le mortier.

De plus, la mesure de l'indice portant californien s'effectue avec une presse d'enregistrement automatique alors que l'enfoncement de l'aiguille Proctor se fait à la main, l'habileté de l'opérateur intervient beaucoup moins.

Mais aussi, on constate que cette résistance au poinçonnement est maximum pour une teneur en eau inférieure au maximum de densité C. B. R. ou, par relation, au maximum de densité Proctor.

Tout n'est donc pas absolument parfait au maximum Proctor et, au-delà, la chute de résistance est catastrophique.

On en conclura que, sauf obligation spéciale, il est

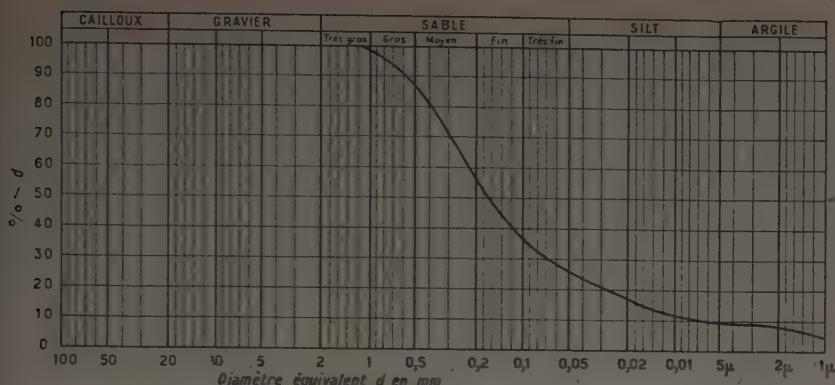


FIG. 8. — Argile sablo-limoneuse, poids spécifique 2,6, limite de liquidité 33 %, limite de plasticité 15,1 %, limite de retrait 19,1 %.

Analyse chimique sommaire :

Insoluble dans HCl à chaud	66,3 %	Chaux CaO	4,8 %
Silice SiO ₂	4,5 %	MgO	0,4 %
Fer alumine Fe ²⁺ O ₃ + Al ³⁺ O ₂	11,0 %	Anhydride sulfureux SO ₃	0,2 %
Perte au feu	11,2 %	Perte au feu	11,2 %

préférable de se tenir en deçà que de risquer de passer au delà de la teneur en eau optimum.

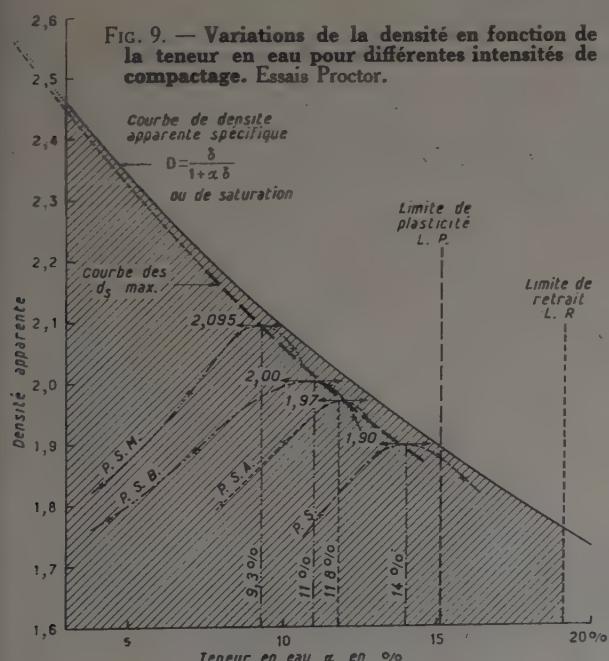
Cette simple constatation trouve sa confirmation dans l'apparition d'un nouveau paramètre, que des essais sur un sol d'argile sablo-limoneuse utilisé dans un autre cas d'ouvrage ont fait ressortir.

Ce sol, dont la composition granulométrique et les caractéristiques physico-chimiques sont données (fig. 8), a été soumis à des intensités de compactage variables :

1^o *Essai de compactage dit Proctor standard (P. S.).* Trois couches, 25 coups par couche, cylindre de 1 litre. Dame de 2,5 kg, hauteur de chute : 30 cm. Équivalent mécanique : 5 kg/cm² environ.

2^o *Essai de compactage Proctor standard B (P. S. B.).* Trois

FIG. 9. — Variations de la densité en fonction de la teneur en eau pour différentes intensités de compactage. Essais Proctor.



couches, 25 coups par couche, cylindre de 1 litre. Dame de 5 kg, hauteur de chute 45 cm. Équivalent mécanique : 15 kg/cm² environ.

3^o *Essai de compactage dit Proctor standard modifié (P. S. M.).* Cinq couches, 25 coups par couche, cylindre de 1 litre. Dame de 5 kg, hauteur de chute 45 cm. Équivalent mécanique : 25,5 kg/cm² environ.

On a présenté comme précédemment sur le graphique (fig. 9) les diverses courbes qui définissent les densités atteintes (densités sèches).

Cette famille de courbes matérialise l'efficacité du compactage en fonction de la teneur en eau.

La détermination de l'indice portant C. B. R. pour un certain mode de com-

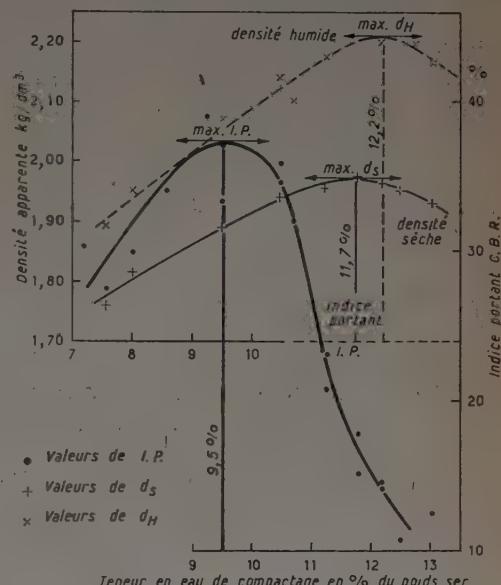


FIG. 10. — Variations des densités d_s et d_{max} et de l'indice portant californien en fonction de la teneur en eau de compactage, moule C. B. R. (3 couches, 55 coups, dame 2,5 kg).

pactage (Proctor standard) conduit à tracer le diagramme (fig. 10) que l'on ne manquera pas de comparer à celui du sol à granulométrie discontinue étudié précédemment.

La courbe I. P. de cette variation de l'indice portant passe par un maximum nettement décalé par rapport au maximum de densité sèche.

Le sol compacté a été soumis à l'essai de compressibilité à l'odomètre.

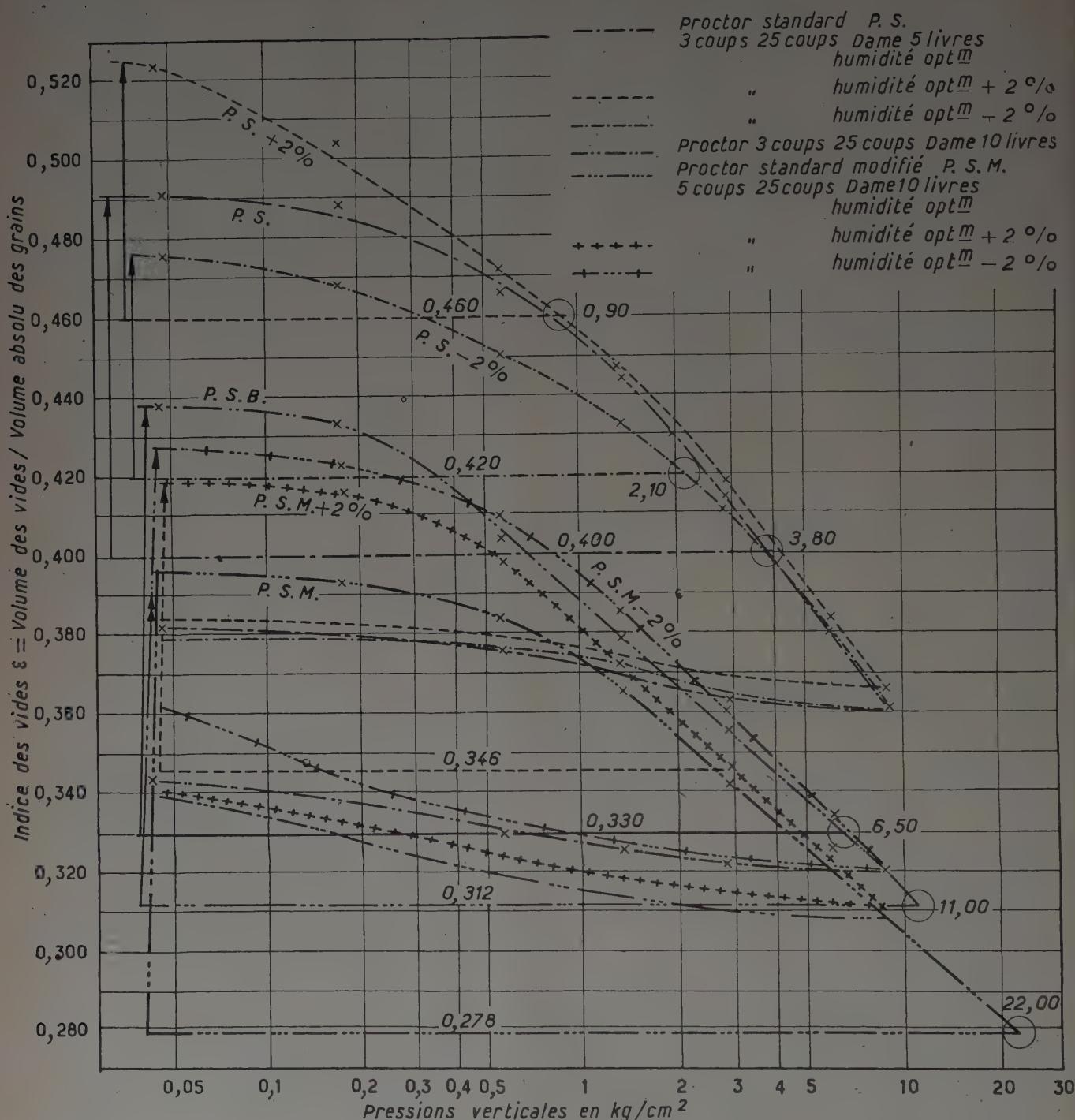
Les éprouvettes se rapportent non seulement au sol mis en place à la teneur en eau optimum mais à des teneurs en eau voisines ($\pm 2\%$ près) de manière à étudier l'influence de ces écarts de dosage sur la compressibilité du remblai.

Les courbes de variation de l'indice des vides ϵ en fonction des pressions appliquées sont données dans le graphique (fig. 11).

Si, maintenant, on porte en abscisses les pressions de consolidation et en ordonnées les densités sèches calculées d'après les indices des vides

$$d_s = \frac{\delta}{1 + \epsilon},$$

FIG. 11. — Compressibilité du sol après compactage.



on obtient le diagramme de variation (fig. 12) et, en indiquant sur un deuxième axe d'ordonnées les densités sèches Proctor du même sol, on constate qu'une décompression notable du sol s'est manifestée entre la fin du compactage et la mesure de sa compacité réelle à l'œdémètre.

Cette décompression entraîne une réduction de la densité apparente sèche et la courbe Proctor doit faire place à une nouvelle courbe de densité réelle du sol en place, après passage des engins, que nous ferons figurer sur le graphique de compactage (fig. 13).

En résumé, à une densité théorique de compactage

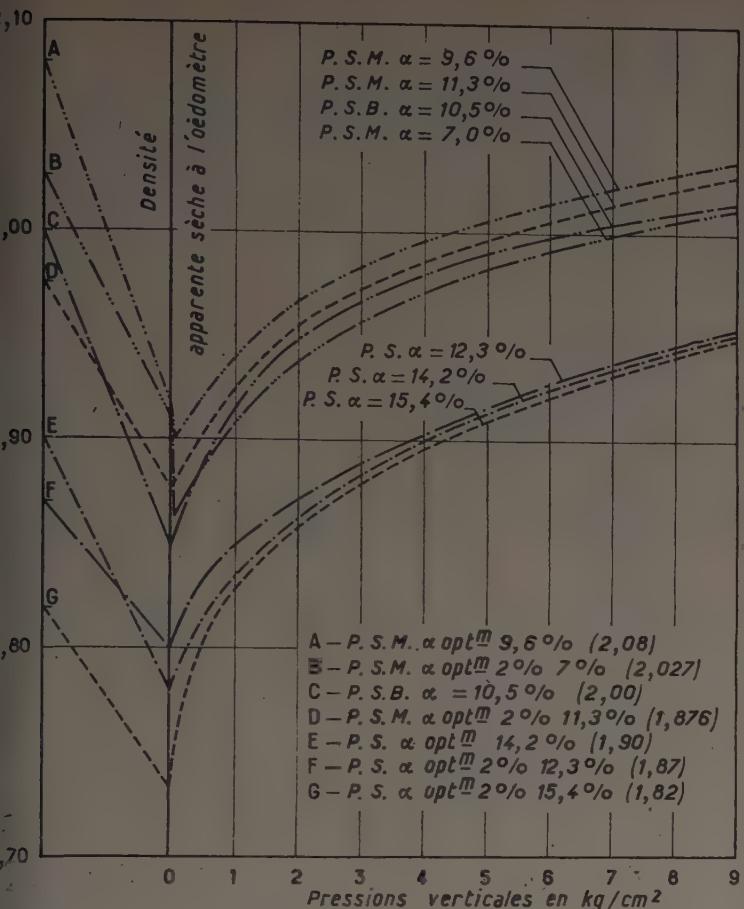
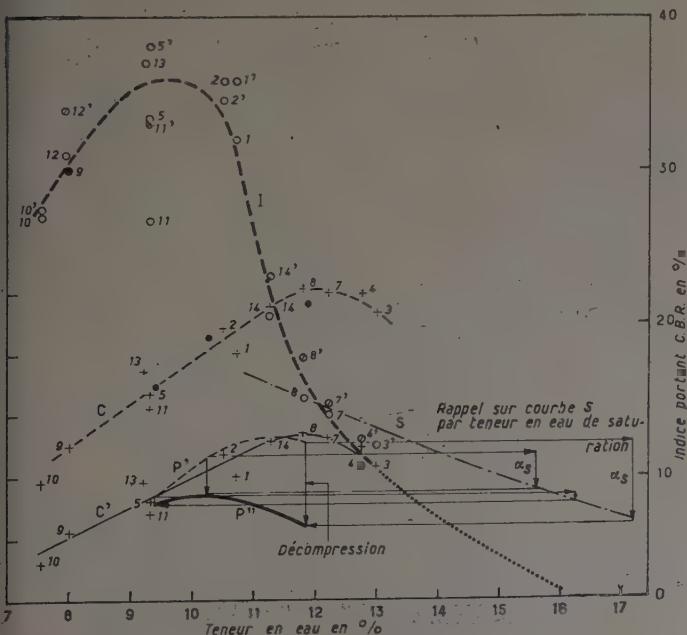


FIG. 12. — Variations de la densité apparente en fonction des pressions pour un compactage déterminé.



que l'on exige et qui découle de l'emploi d'engins d'un type déterminé se substitue une *densité réelle pratique* après *décompression du sol*, quand celui-ci ne se trouve plus soumis aux pressions développées par les engins.

L'importance de cette décompression dépend de la nature du sol dans lequel trois phases se trouvent en présence : solide, liquide (eau) et gaz (air enfermé dans les pores).

Le compactage comprime l'air occlus, modifie les conditions de l'équilibre interne. C'est un état instable auquel se substitue un nouvel équilibre des tensions internes dès que la pression qui les a produites disparaît.

Par suite, les tassements qui résulteront de la charge propre du remblai seront à évaluer en fonction de cet état d'équilibre.

Si l'on désigne par :

d_2 , la densité qui correspondrait à la charge à subir par une couche élémentaire;
 d'_2 , la densité réelle pratique obtenue;
 d_0 , la densité Proctor;

le tassement effectif sera exprimé par :

$$\left(\frac{dh}{h} \right)_r = \frac{d_2 - d'_2}{d_2}$$

au lieu de :

$$\left(\frac{dh}{h} \right)_a = \frac{d_2 - d_0}{d_2}$$

Dans l'exemple du matériau étudié la différence pour le compactage standard est de 7,2 %.

Enfin, la courbe de densité réelle se présente semblablement à celle de la courbe de densité apparente Proctor, la décompression étant variable avec la teneur en eau de compactage, et d'autant plus importante que l'on se rapproche plus de la teneur en eau optimum, et son maximum semble correspondre au maximum de la courbe de variation de l'indice portant C. B. R., ce qui donnerait à cet essai une valeur pratique réelle vis-à-vis de la fixation de la teneur en eau optimum pratique (fig. 14).

* * *

Une exagération de la compacité peut, dans certains cas, conduire à des difficultés insoupçonnées que met en évidence l'introduction de ce nouveau paramètre.

Si l'importance de l'ouvrage exige un compactage énergique, il sera indispensable de vérifier que le sol utilisé ne risquera pas de gonfler exagérément.

FIG. 13. — Variation des caractéristiques $d_h-d_s-I.P.$ pour un compactage déterminé (équivalent mécanique 4,9 à 5,1 kg/cm²).

S Courbe de saturation ou de densité apparente spécifique $\frac{\delta}{1 + \alpha\delta}$;
 C Courbe de densité apparente humide obtenue avec l'appareil C. B. R.;
 C' Courbe de densité apparente sèche obtenue avec l'appareil C. B. R.;
 P' Courbe de densité apparente sèche obtenue avec l'appareil Proctor;
 P Courbe de densité apparente sèche d'après un essai du sol compacté à l'œdémètre;
 I Courbe de l'indice portant C. B. R.

○ Point obtenu pour la face supérieure.
 □ Point obtenu pour la face inférieure.

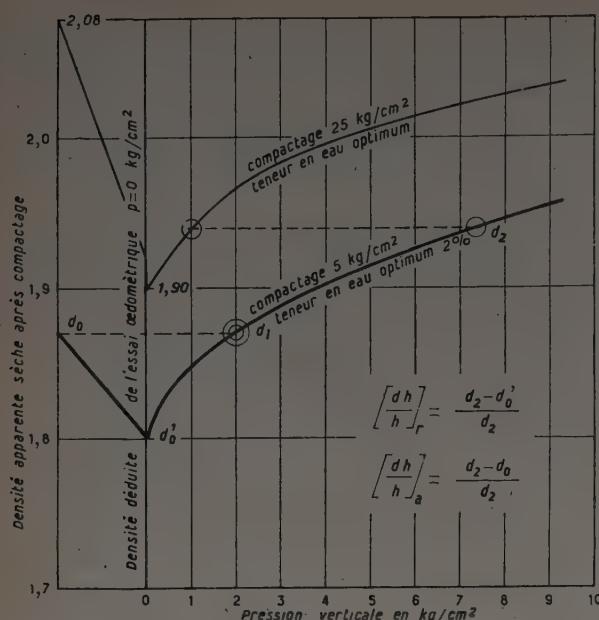


FIG. 14. — Calcul des tassements du remblai d'après les densités apparentes.

Ce gonflement semble surtout imposer une limitation au compactage des sols argileux et, parmi ceux-ci, les sols pauvres en chaux.

Il peut se trouver accentué par une saturation progressive des pores libres.

On constatera aussi par ces courbes que l'on peut obtenir la même compacté utile en utilisant des modes de compactage différents.

Dans l'exemple considéré la densité d_2 peut résulter de l'emploi du procédé de compactage standard lorsque l'ouvrage subira une pression de mise en charge au moins égale à 7 kg/cm^2 ou d'un compactage type standard modifié mais, dans ce cas, on l'atteindra très rapidement et seulement pour une pression verticale permanente de 1 kg/cm^2 .

C'est ainsi que l'on peut concevoir pour des ouvrages importants l'intérêt de l'emploi d'un matériel lourd.

Les tassements seront réduits et la mise en œuvre sera grandement facilitée.

L'exposé précédent a essayé de condenser les principaux aspects d'un problème qui, englobant toutes les natures de sols, se trouve compliqué par leurs réactions différentes en présence du compactage.

En conclusion, il semble que, si informée que soit l'Entreprise sur les conditions du contrôle par les essais du type Proctor, il serait désirable qu'elle puisse trouver dans les textes ou les Cahiers des charges qui lui sont remis pour l'établissement de sa soumission, autre chose que le pourcentage de compactage qui constituera la clause de réception de son ouvrage.

Peut-être n'est-il pas nécessaire qu'elle détienne tous les éléments dont un projeteur doit étudier l'incidence avant de déterminer ce degré de compactage.

Mais, il semble qu'un schéma dans lequel apparaissent :

- 1° La densité des terres d'emprunt;
- 2° Leur teneur en eau naturelle;
- 3° La densité maximum Proctor;
- 4° La teneur en eau optimum;
- 5° Le seuil de plasticité;
- 6° Le type d'engin et le nombre de passes de ceux-ci au même endroit susceptible de réaliser la compacté désirée;

et, peut-être aussi,

- 7° La courbe de décompression;

ne lui serait pas inutile et l'inciterait à calculer ses prix avec une plus juste connaissance de ses obligations.

Lorsque l'Architecte ou l'Administration dessine les plans d'un ouvrage, il les complète aussi de données sur les dosages, le mode de mise en place du béton, la provenance et la qualité des matériaux.

Cent années d'expérience de construction en béton ou en béton armé ont abouti à une rédaction quasi-universelle des Cahiers des charges. On s'est peu à peu affranchi des descriptions par trop simplistes.

Malgré ce long apprentissage, on précise cependant que le béton devra être piqué, damé, vibré ou pervibré. Cette clause additionnelle conduit comme l'on sait à un dosage particulier des agrégats et du liant par mètre cube de béton mis en œuvre.

L'Entreprise sait, du moins théoriquement, les volumes d'agrégat à approvisionner, les engins à utiliser, l'énergie, le temps de mise en œuvre pour 1 m^3 de béton en place.

En matière de sol, il en sera peut-être de même lorsque, la pratique aidant, l'exécutant aura acquis la notion de compacté, d'aptitude au compactage des différentes catégories de sols.

Mais, quelque dix années seulement d'application des méthodes de terrassement mécanique ne sauraient suffire, tout au moins à la majorité des entreprises spécialisées, pour tirer d'une simple tolérance à l'essai Proctor une idée précise des difficultés qui pourront se présenter.

Serait-ce trop demander à un auteur de projet que d'aider à les résoudre en complétant cette notion de qualité des données essentielles qui concourent à son établissement ?

En d'autres termes, le Maître de l'œuvre qui, poursuivant un but précis, se trouve à même de mesurer les conséquences d'une erreur, consent-il à s'en réserver la responsabilité entière ou bien envisage-t-il de la partager avec son exécutant ou de la lui imposer totalement ?

Dans tous les cas doit-il se dispenser de donner des renseignements utiles à une évaluation des charges ?

Mais, s'il s'applique à dévoiler les écueils, que l'Entreprise ne néglige pas d'examiner attentivement ces clauses particulières et au besoin, d'effectuer quelques essais préliminaires.

Sinon, de même qu'elle a acquis l'expérience qu'avec 1200 litres d'agrégats on avait du mal à exécuter 1 m^3 de béton, de même elle apprendra, à ses dépens peut-être, qu'un compactage à 100% de l'essai Proctor standard ou à 90 ou 95% de l'essai Proctor standard modifié n'est pas toujours une clause de pure forme.

En nous efforçant aujourd'hui d'exposer ce problème complexe de la mise en œuvre des sols dans son aspect le plus général, nous n'avions que le désir de retenir son attention sur certaines données essentielles, de l'aider à en apprécier elle-même les incidences dans l'établissement de ses prix unitaires et les clauses de ses marchés.

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

AVRIL-MAI 1952

Cinquième Année, N° 52-53.

Série : ESSAIS ET MESURES (XXII).

CONTROLE DE L'INFLAMMABILITÉ DES MATÉRIAUX

Par M. F. PUPIL,

Chef de la Section Peintures des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

RÉSUMÉ

L'auteur, qui a suivi, à l'*Office des Inventions* de Bellevue, tous les travaux ayant abouti aux méthodes officielles, expose ses propres travaux depuis 1946.

Il a utilisé une méthode caractérisée par l'emploi d'un four électrique de grande masse thermique et réglable.

Les essais sont faits, dans chaque cas, à trois températures : 550° C, 650° C et 750° C, correspondant aux formes diverses des incendies.

Les résultats obtenus à chaque température sont différents pour une même peinture sur le même matériau; et une même peinture peut être déclarée excellente à une température et mauvaise à une autre.

L'auteur compare les résultats obtenus par trois méthodes : celle de la Marine Marchande, la méthode canadienne et sa méthode personnelle, sur des supports nus et les mêmes supports peints à l'huile, en glycérophthalique, au caoutchouc chloré mixte, au caoutchouc chloré seul et avec des peintures silicatees diverses ayant un aspect décoratif.

SUMMARY

The author, who has taken part, at the *Bureau of Patents* at Bellevue, in the work from which have resulted the officially adopted methods, is presenting his own investigations since 1946.

He has employed a method characterized by the use of an electric furnace of a large and adjustable thermal mass.

In each case, the tests are performed at three temperatures of 550° C, 650° C and 750° C, corresponding to different intensities of fire.

The results obtained at each temperature are different for the same paint on the same material, and the same paint may have excellent behavior at one temperature and poor at another.

The author compares the results obtained by three methods : that of the merchant marine, the Canadian method and his own. These methods were applied to unpainted supports and to the same supports painted in oil, in glycerophthalic paint, in mixed chlorinated rubber, in pure chlorinated rubber and in different silicate paints of a decorative character.

SOMMAIRE

	Pages.	Pages.	
I. Introduction	462	D. Subjectiles peints avec une peinture mixte « gras et caoutchouc chloré »	466
II. Méthodes de mesure de l'inflammabilité des matériaux	462	E. Subjectiles peints avec des peintures au caoutchouc chloré seul, sans mélange	467
A. Méthode de la Marine Marchande	462	F. Subjectiles peints à deux couches avec la peinture ou l'enduit silicaté P. T. K	467
B. Méthode canadienne	462	G. Subjectiles recouverts d'enduits décoratifs au ciment magnésien	468
C. Méthode L. B. T. P.	463	1 ^o Enduit silicaté P. A	468
D. Premières conclusions	463	2 ^o Enduit silicaté S. E. P	468
III. Études de cas particuliers par la méthode L. B. T. P.	463	H. Peintures à résines thermodurcissables P. R. C	469
A. Subjectiles nus	463	IV. Résumé des essais	470
B. Subjectiles peints à l'huile	464	V. Conclusions	470
C. Subjectiles peints avec des peintures oléoglycéro-phthaliques	465		

I. — INTRODUCTION

La Commission qui, à l'Office des Inventions en 1937, avait terminé la préparation des méthodes de mesure de l'inflammabilité des matériaux a interrompu ses travaux par suite de la guerre, au moment où les méthodes qu'elle avait élaborées étaient soumises à la Commission de Normalisation.

L'Œuvre pour la Sécurité et l'Organisation des Secours a alors repris les travaux avec le concours de divers laboratoires, parmi lesquels figurent les *Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics*.

Les Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics ont poursuivi leurs études, bien qu'aucune réunion de la Commission n'ait eu lieu après le 12 décembre 1946.

L'objet de cette communication est de présenter les études poursuivies à ce laboratoire depuis cette dernière date.

II. — MÉTHODES DE MESURE DE L'INFLAMMABILITÉ DES MATÉRIAUX

A. — Méthode de la Marine marchande.

La méthode n° 5 de la publication de l'Œuvre pour la Sécurité, rendue officielle par l'arrêté de la Marine Marchande du 7 novembre 1934, avait été proposée par nous à l'Office des Inventions. Elle a subi diverses modifications, mais sa faiblesse principale n'a pas encore été corrigée.

Cette faiblesse consiste en l'imprécision de la source de chaleur amorçant l'inflammation. Tous les genres de foyers ont été depuis essayés, notamment ceux au butane, ou à l'alcool, ou à résistance chauffante, etc., sans qu'un progrès en ait été obtenu.

B. — Méthode canadienne.

Nous avons cru que la méthode canadienne, qui utilise une source d'incendie seulement pendant la période de début, diminuerait l'importance relative de cette source et, par suite, rendrait l'expérience plus exacte.

Nous exposerons sommairement cette méthode en faisant remarquer que le choix du bois supportant les peintures introduit des irrégularités nouvelles et que le prix de ce bois rend la méthode très onéreuse (six essais à blanc et trois essais avec peinture).

Description de la méthode canadienne (1-GP-71-n° 118).

La peinture est appliquée sur les faces inférieure et supérieure d'un panneau ou châssis de bois, dont l'essence et le choix sont définis dans la mesure des possibilités.

Ce châssis ou panneau est formé de trois lattes fixées à leurs extrémités par deux petites traverses.

L'appareil d'essai est un tunnel en tôle de section carrée, muni à chaque extrémité d'une trappe coulissante.

Le châssis de bois est fixé par deux vis à l'intérieur du tunnel, de façon que les deux traverses soient au contact de la tôle.

On donne au tunnel une inclinaison de 40° sur l'horizontale. On ouvre les trappes d'entrée et de sortie d'air et on introduit, par un trou percé dans la paroi basse du tunnel, l'extrémité d'un Bunsen dont la flamme vient d'être réglée.

Pendant 4 mn on laisse agir la flamme et, ensuite, on éteint le Bunsen. On laisse alors, s'il y a lieu, la combustion s'effectuer pendant 6 mn, puis on ferme les trappes d'entrée et de sortie d'air de façon à étouffer la combustion. Il n'y a plus qu'à attendre le refroidissement, enlever le châssis et le peser.

On note la perte de poids et ce nombre est la mesure de la valeur de la peinture.

On a noté également les températures à la sortie des gaz de combustion et la courbe de température-temps donne des renseignements qualitatifs sur la succession des phénomènes que l'on ne peut pas observer à travers la tôle : inflammation de la peinture, propagation de la flamme, inflammation du bois. Nous avons trouvé plus simple d'observer ces phénomènes avec un miroir.

Je n'insiste pas sur les réglages : choix et séchage du bois, dimensions exactes des lattes et de leurs intervalles, réglage de la flamme du Bunsen. Ils ne demandent que du soin. Cependant, pour vérifier tous ces réglages, on opère sur six panneaux non peints et la moyenne des mesures doit donner une perte de $37 \pm 1\%$. Jamais nous n'avons pu trouver de bois français aussi combustible. Les pertes n'ont jamais atteint que 20 à 22 % ou, quand ils contiennent des poches de résine, 29 % tout au plus.

Ceci fait, on opère sur trois panneaux peints et on prend la moyenne des trois mesures.

Cette méthode est très constante, mais son plus grand défaut est la dépense de bois qu'elle nécessite.

Enfin elle n'est pas applicable aux subjectiles autres que le bois de pin.

C. — Méthode L. B. T. P.

C'est alors que nous avons eu l'idée, il y a quatre ans, de choisir comme source de chaleur le four électrique à incinérer les creusets, construit par Prolabo et référencé « Four à creuset chauffant électrique, type Prolabo n° 3 327 ».

Cette méthode possède les avantages suivants :

1^o Possibilité du choix de l'atmosphère.

2^o Possibilité de régler la température à différents degrés et, par suite, d'étudier différents aspects du phénomène.

3^o Possibilité de mesurer la température à chaque instant sur la face de la plaque opposée au feu.

4^o Garantie d'une grande stabilité de température grâce à la masse du four.

Description de la méthode L. B. T. P.

Le four électrique à incinérer de Prolabo référencé « Four à creuset chauffant électrique, type Prolabo n° 3 327 », est d'emploi courant dans les laboratoires.

Il est facile de l'étalonner et on peut même, si on le désire, le régler pour chaque expérience. Il est long à se mettre en régime, mais il reste à température fixe pendant longtemps et c'est cette stabilité qui nous a fait choisir cette source de chaleur de préférence à tout autre.

La plaquette à essayer, peinte ou non peinte, est posée directement sur la gueule du four, si on décide d'opérer en atmosphère neutre; si on désire opérer en atmosphère oxydante, ce qui est d'ailleurs plus normal, il suffit d'interposer sur la tranche supérieure du four un cylindre de tôle, haut de 1 cm et percé de trous.

Un thermomètre ou un couple est posé au contact sur la face extérieure du panneau et permet de suivre pendant toute l'expérience la variation de la température. Il s'est trouvé que l'étude de cette courbe température-temps a été tout à fait instructive.

Les divers phénomènes que l'on était obligé d'apprécier dans des expériences spéciales sont, avec notre méthode, des plus accessibles aux sens.

L'apparition de fumée est notée.

Le degré d'inflammabilité de ces fumées se manifeste par des bouffées de flammes, analogues à des feux follets.

Le caractère suffocant ou désagréable et l'abondance des fumées sont sensibles.

Les déformations de la plaquette sont visibles, même celles du dessous quand on opère avec la collerette, et nous ont montré que la formation de cloques est un élément important pour retarder la transmission de la chaleur.

La propagation de l'inflammation s'observe.

On note le jaunissement, puis le noirissement de la face externe et on arrête l'expérience, soit après l'inflammation par propagation, soit après percée du matériau, soit après 1 heure si la température varie peu.

Le plus grand avantage de cette méthode est la possibilité de varier la température du foyer, et tout ce que nous allons montrer aujourd'hui résulte de la répétition de l'essai à plusieurs températures.

Les incendies ont des formes très diverses et il est indispensable que l'on sache comment la peinture sur son support se comportera suivant les divers types d'incendie.

D. — Premières conclusions.

Voici les résultats importants qui ont été obtenus dès que nous avons opéré à différentes températures de la source et que nous avons suivi l'expérience avec le thermomètre.

1^o Chaque support possède une allure de combustion particulière et les peintures ne font que modifier légèrement cette allure.

2^o Chaque catégorie de peinture possède un genre de résistance différent :

a) Selon la température de la source d'incendie;

b) Selon qu'elle est appliquée sur un support ou l'autre;

c) Selon son épaisseur.

3^o La température de la source d'incendie est le facteur peut-être le plus important dans les débuts d'incendie.

C'est la température qui fait qu'un sujet ou qu'une peinture brûle avec flammes et propage l'incendie, ou se carbonise sans flammes et, par suite, sans propagation.

Nous allons entrer dans le détail.

III. — ÉTUDE DE CAS PARTICULIERS PAR LA MÉTHODE L. B. T. P.

A. — Subjectiles nus.

Nous n'envisageons pour l'instant que le contreplaqué en okoumé de 4 mm et l'isorel épais de 5 mm (mi-dur), parce qu'ils sont les subjectiles les plus fréquents et en même temps les plus dangereux.

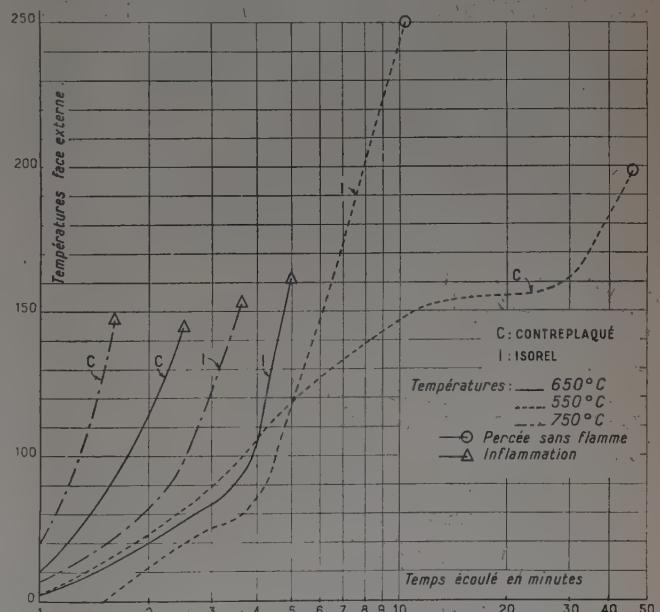


FIG. 1. — Contreplaqué et isorel non peints.

La méthode de la Marine Marchande donne :

Contreplaqué : inflammable.

Isorel : s'éteint de lui-même avant 15 s, très faiblement inflammable.

La méthode que nous avons adoptée permet l'étude à des températures différentes :

A. 750° C. — Contreplaqué et isorel :

Les observations de détail sont impossibles en raison de la rapidité de l'expérience, mais on obtient néanmoins une courbe approximative.

A 650° C. — Contreplaqué et isorel :

L'inflammation générale se produit à 2 mn 30 s et à 4 mn 45 s et elle se continue jusqu'à combustion complète.

La température au dos des plaques est, à ce moment, inférieure à celle des faces au feu et n'est que de 150° C environ.

A 550° C. — Contreplaqué et isorel :

A cette température il n'y a plus inflammation, mais carbonisation sans flammes.

Une intéressante particularité apparaît.

Le contreplaqué qui, à 750° C et 650° C, était plus combustible que l'isorel, devient, après 5 mn, moins combustible que l'isorel. Les deux courbes se coupent.

Nous verrons dans la suite de notre exposé qu'il y aura toujours un point d'intersection chaque fois que la source est à 550° C.

Ce point se trouve encore à 650° C pour certaines peintures.

Ce point ne se trouve enfin à 750° C que pour les peintures très résistantes.

La découverte de ce point d'intersection est capitale et permet d'expliquer pourquoi, suivant la température de la source, les conclusions de l'essai peuvent être inversées. Nous considérons cette découverte comme un résultat d'expérience tant que des essais spéciaux, mesurant notamment la conduction, n'auront pas été entrepris.

Dès ce moment, nous pouvons tirer des conclusions et dire que :

a) Toute méthode doit être rejetée dans laquelle la source d'incendie n'est pas constante et mesurable.

b) Il est nécessaire, dans tous les cas, d'opérer plusieurs essais à des températures différentes correspondant aux divers types d'incendie.

B. — Subjectiles peints à l'huile.

La méthode de la Marine Marchande indique :

Contreplaqué : extinction dans les délais, carbonisation s'étendant à moins de 50 mm de la trace type. Très faiblement inflammable.

Isorel : Même classement.

La méthode canadienne donne des pertes de poids atteignant 17,4 % (moyenne de six essais).

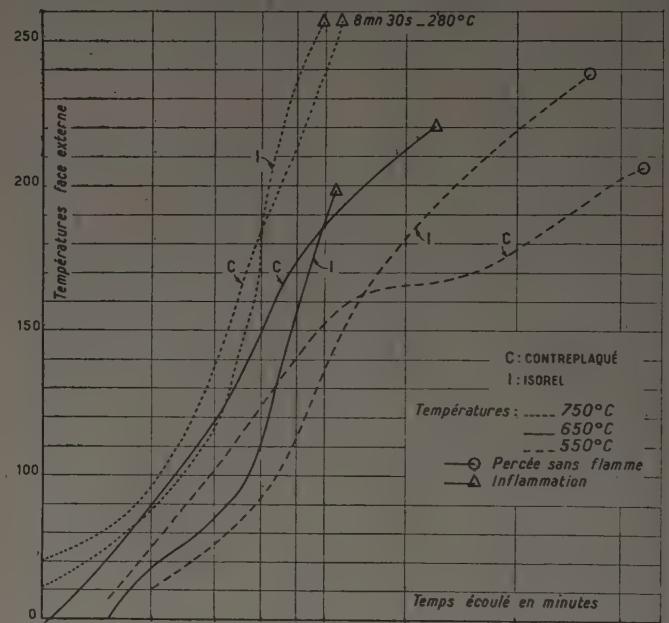


FIG. 2. — Contreplaqué et isorel peints à l'huile.

TABLEAU I.

	CONTREPLAQUÉ			ISOREL		
	750° C	650° C	550° C	750° C	650° C	550° C
Fumée, apparition.....	7 s	15 s	35 s	12 s	25 s	1 mn
Fumée, combustible ou non.	non	non	non	non	non	non
Flammes dessous.....	25 s	variable	variable	50 s	variable	variable
Cloques	37 s	50 s	1 mn	1 mn 30 s	1 mn 10 s	1 mn 20 s
Jaunissement du centre.....	1 mn 20 s	1 mn 50 s	2 mn 15 s	2 mn 45 s	2 mn 50 s	3 mn
Noircissement du centre ou fumée	2 mn 50 s	3 mn 45 s	30 mn	0	0	0
Dessin du rond du four visible	2 mn 50 s	0	0	0	4 mn	5 mn 15 s
Flamme au-dessus et inflammation totale	3 mn	8 mn	calcination sans flammes	3 mn 28 s	3 mn 42 s	7 mn
Combustion continue.....	oui	oui	oui à 43 mn	oui	oui	0
Fissure (la plaque est alors retirée)	0	0	0	0	0	25 mn
Extinction après que la plaque est retirée.....	Combustion continue avec flammes.	Sans flammes.	Combustion continue avec flammes.	Combustion continue avec flammes.	Sans flammes.	Sans flammes.

La limite de 5 % est donc dépassée et la peinture mauvaise.

Il y a encore une fois désaccord entre les résultats donnés par les différentes méthodes.

Notre méthode, expérimentant avec un foyer à 550° C, un second à 650° C et un troisième à 750° C, donne des indications plus précises, qui sont résumées dans le tableau I et la figure 2.

On note les apparitions successives suivantes :

Avec un foyer à 750° C, les températures sur le dos des plaques au moment de l'inflammation de la face au contact sont identiques sur les courbes et atteignent 280° C.

Si nous superposons les courbes obtenues avec les subjectiles nus et celles avec les subjectiles peints, on remarquera qu'avec un foyer à 650° C la peinture à l'huile est retardatrice sur contreplaqué et sans influence sur isorel.

Avec un foyer à 550° C, l'huile est légèrement retardatrice sur isorel, mais est accélératrice sur contreplaqué et, à cette température, il y a carbonisation sans flammes.

Nous notons que, pour l'isorel, le comportement est le même que ce soit la face lisse ou la face quadrillée qui soit au contact du foyer.

Pour les peintures grasses, il y a un point d'intersection à 750° C et 650° C, comme à 550° C.

Voilà donc toutes sortes de causes amenant des classements en sens contraire.

Dans cet examen du comportement de la peinture à l'huile, nos conclusions sont les mêmes que pour le support non peint.

Suivant la température du foyer d'incendie, le classement peut être inversé.

Il est nécessaire d'opérer à plusieurs températures de source d'incendie.

C. — Subjectiles peints avec des peintures oléoglycérophthaliques.

La méthode des traces types employée par la Marine Marchande donne les résultats suivants :

Contreplaqué : Une plaque sur quatre continue à brûler. Les trois autres s'éteignent après 15 s. La carbonisation atteint 50 mm ou est très peu inférieure. La peinture est à la limite entre faiblement et très faiblement inflammable, si nous prenons la moyenne où si nous considérons le cas de l'inflammation comme anormal.

Isorel : Même conclusion.

En réalité nous devrions nous placer dans le cas le plus défavorable et considérer cette peinture comme inflammable.

La méthode canadienne donne une perte de poids moyenne de 2,4 %, pour une peinture anciennement essayée, et de 7,6 %, pour un échantillon d'une autre peinture de la même provenance qui sera étudiée ci-après.

Ce chiffre dépasse la limite 5, donc la peinture est mauvaise.

Une nouvelle fois il y a contradiction entre les conclusions des deux méthodes et même contradiction entre les livraisons.

Notre méthode donne des courbes à 550° C, 650° C et 750° C (fig. 3) et les résultats principaux en sont résumés dans le tableau II ci-après.

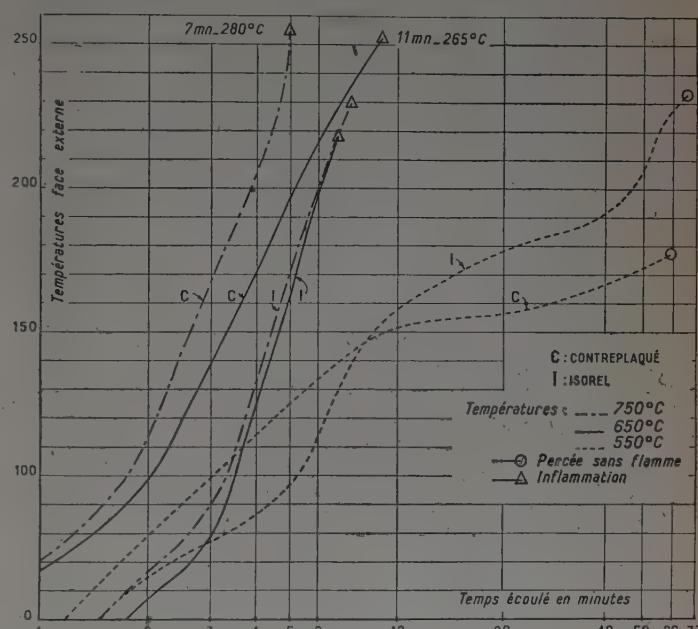


FIG. 3. — Contreplaqué et isorel peints au glycérophthalique.

TABLEAU II.

	CONTREPLAQUÉ			ISOREL		
	750° C	650° C	550° C	750° C	650° C	550° C
Fumée	8 s	13 s	30 s	9 s	22 s	1 mn 10 s
Flammes au-dessous.....	variable : de 32 à 45 s	0	0	33 s	peu combustible	0
Cloques	50 s	49 s	1 mn 5 s	2 mn 10 s	1 mn 30 s	2 mn
Jaunissement	1 mn 35 s	1 mn 40 s	2 mn	2 mn 30 s	2 mn 10 s	4 mn 40 s
Fumée au centre	2 mn 10 s	0	30 mn	0	3 mn 10 s	0
Fumée au-dessus	0	27 s	0	0	7 mn	41 mn
Plaque percée	0	0	0	0	7 mn	1 h
Inflammation totale	7 mn	11 mn	1 h	7 mn 10 s	Combustion continue.	Sans flammes.
	Combustion continue.					

Nous observons, en superposant les courbes obtenues avec subjectile nu et avec subjectile peint :

A 750° C. — La peinture oléoglycérophthalique est nettement retardatrice sur contreplaqué et légèrement sur isorel, mais l'inflammation totale se produit à une température plus élevée.

A 650° C. — Sur contreplaqué, la peinture est légèrement retardatrice et n'a à peu près aucune influence sur l'isorel. Le voisinage des courbes isorel à 750° C et 650° C est même curieux à constater.

A 550° C. — Il n'y a pas d'inflammation après 1 h. L'influence retardatrice est certaine.

Encore une fois ceci montre combien il est nécessaire d'opérer à des températures de foyer d'incendie différentes. En n'opérant qu'à une seule température on s'expose à obtenir des résultats contradictoires.

D. — Subjectiles peints avec une peinture mixte « gras et caoutchouc chloré ».

Nous notons, en insistant, que les peintures que nous avons employées sont des peintures mixtes à l'huile et au caoutchouc.

La méthode des traces types employée par la Marine Marchande donne les résultats suivants :

— Dans tous les cas, pour le contreplaqué, l'inflammation continue.

— Pour l'isorel, une plaque sur deux continue à brûler et, pour celles qui ne continuent pas, la carbonisation s'étend légèrement au-delà des 50 mm limite.

La méthode canadienne donne une perte de poids moyenne de 7 %.

Ces peintures sont donc mauvaises pour les deux méthodes.

Afin de tirer des conclusions, nous superposons les courbes obtenues avec les subjectiles nus et celles obtenues avec les subjectiles peints.

Notre méthode, à 750° C, donne des inflammations très rapides et qui ne permettent pas d'observation précise. Les principaux résultats sont présentés dans le tableau III et la figure 4.

A 750° C, ces sortes de peintures ont un effet retardateur.

Il est à remarquer qu'à 650° C le subjectile peint brûle au début exactement comme s'il n'était pas peint et les courbes se superposent, aussi bien pour le contreplaqué que pour l'isorel, mais, par la suite, il n'y a pas d'inflammation pour l'isorel à 3 mn 30 s, comme il arrive à ce subjectile nu, et la courbe se prolonge sans inflexion ni cassure pendant 7 mn.

Il y a donc finalement un effet retardateur.

A 550° C, le phénomène est des plus curieux.

Il y a une superposition des courbes des subjectiles nu et peint jusqu'à l'intersection des courbes du contreplaqué et de l'isorel.

A partir de ce point, la peinture retarde la combustion de l'isorel et accélère celle du contreplaqué.

Enfin, avec cette peinture au caoutchouc chloré mixte, nous avons préparé des feuilles de papier peint à deux couches sur chaque face et les avons essayées par notre méthode à 550° C.

Par rapport au papier nu, le papier peint est retardateur pendant 3 mn 45 s, et ensuite il est accélérateur.

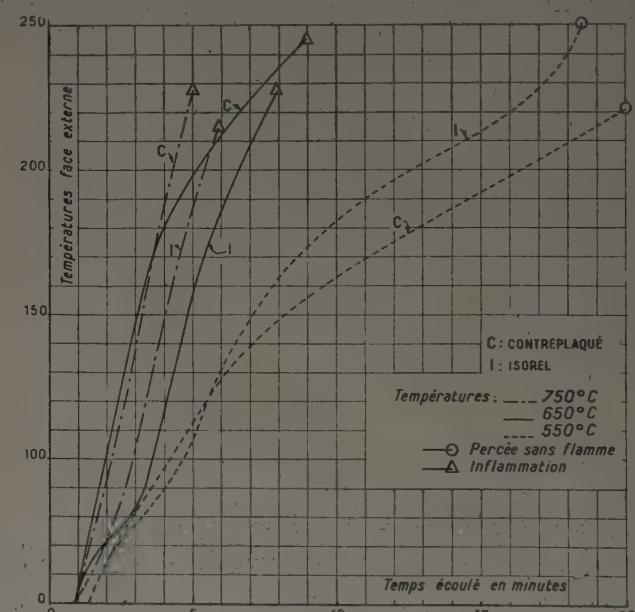


FIG. 4. — Contreplaqué et isorel peints au caoutchouc chloré mixte.

TABLEAU III.

	CONTREPLAQUÉ			ISOREL		
	750° C	650° C	550° C	750° C	650° C	550° C
Fumée	7 s	13 s 30	14 s	10 s	22 s	18 s
Combustible ou non		Combustible et suffocante.			Combustible et suffocante.	
Cloques	45 s	49 s	1 mn 10 s	1 mn 30 s	1 mn 6 s	2 mn 15 s
Flammes au-dessous	0	0	3 mn 30 s	0	0	0
Jaunissement du centre	2 mn 10 s	1 mn 40 s	4 mn	0	1 mn 45 s	5 mn
Noircissement	0	7 mn	0	3 mn 10 s	0	6 mn 30 s
Disparition des flammes	0	0	7 mn 30 s	0	0	0
Fumée au centre	0	0	0	0	0	10 mn
Fissure	5 mn	0	15 mn	6 mn 10 s	0	18 mn 10 s
Flammes au-dessus du centre	5 mn	9 mn	20 mn	6 mn 10 s	7 mn	20 mn

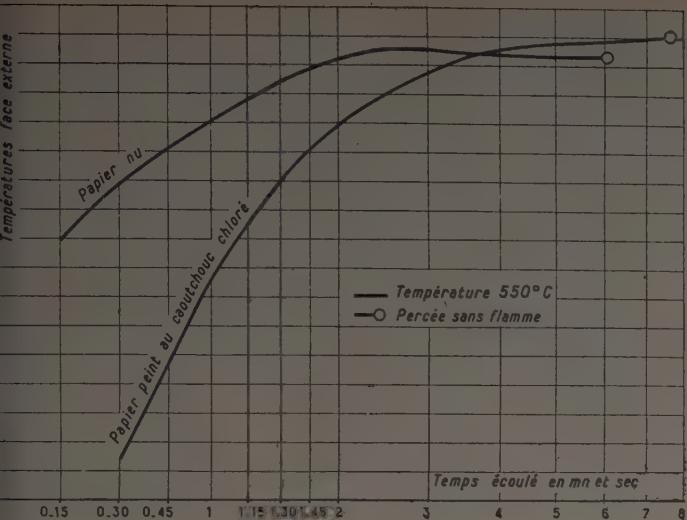


FIG. 5.

Cependant le papier nu perce en 6 mn, tandis que le papier peint perce en 7 mn 30 s.

E. — Subjectiles peints avec des peintures au caoutchouc chloré seul, sans mélange.

La méthode de la Marine Marchande indique :

— Pour le contreplaqué, le matériau s'enflamme, puis s'éteint avant la fin de la combustion de l'alcool. La carbonisation ne dépasse pas de 50 mm la trace type. En réalité elle n'atteint pas 30 mm.

— La peinture est donc très faiblement inflammable.

— Sur étoffe de coton, la peinture a donné lieu à une inflammation immédiate et complète.

Avec la méthode du four L. B. T. P. à 750° C, l'étoffe a été enflammée totalement dès le début.

L'expérience n'a pas été faite avec les foyers à 650° C ni à 550° C.

F. — Subjectiles peints à deux couches avec la peinture ou l'enduit silicaté P. T. K.

La méthode de la Marine Marchande indique :

— Avec cette peinture, pour les deux subjectiles, le matériau s'allume, puis s'éteint avant l'extinction de la flamme d'alcool.

— La carbonisation ne dépasse pas la trace type. La peinture doit être considérée comme non inflammable.

La méthode canadienne indique que la perte de poids est seulement de 1,1 %, c'est-à-dire très au-dessous de la limite 5.

La méthode L. B. T. P. donne les résultats du tableau IV et de la figure 6.

A 750° C, l'action de cette peinture est retardatrice et on note, comme pour les sources à plus basses températures, une inversion. Les courbes se coupent. Il n'y a pas inflammation, mais carbonisation.

A 650° C, la peinture est retardatrice sur contreplaqué. Sur isorel, elle n'intervient ni dans un sens ni dans l'autre pendant les premiers temps et les courbes du subjectile nu et du subjectile peint se superposent exactement, mais alors que le subjectile nu s'enflamme après 5 mn, aucune flamme ne se produit avec le subjectile peint et la plaque résiste 20 mn.

A 550° C, le contreplaqué nu isole mieux pendant 40 mn que le contreplaqué peint, mais, après ce délai, le subjectile s'enflamme tandis que, s'il est peint, il brûle sans flamme.

L'isorel, nu comme peint, se comporte de la même façon pendant 7 mn 30 s. Ensuite, l'isorel nu voit sa température s'élèver et finit par s'enflammer à 9 mn, tandis que le subjectile peint continue à se cokéfier sans flamme.

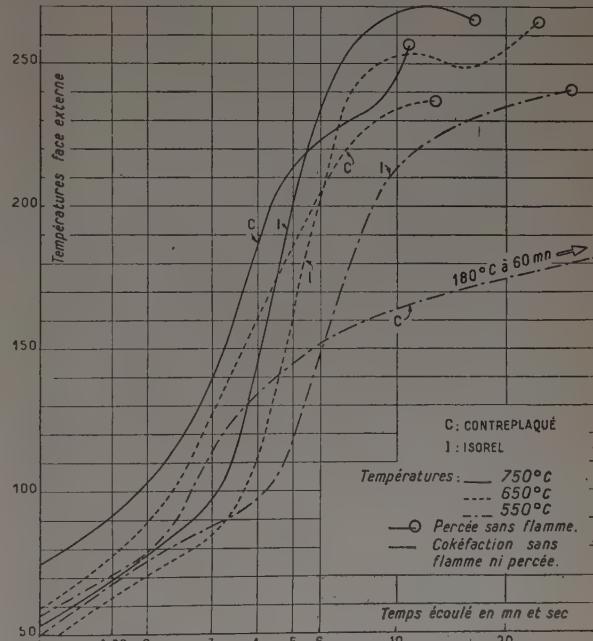


FIG. 6. — Contreplaqué et isorel peints à l'enduit silicaté P. T. K

TABLEAU IV.

	CONTREPLAQUÉ			ISOREL		
	750° C	650° C	550° C	750° C	650° C	550° C
Fumée et flammes au-dessous.	19 s	42 s	550° C	750° C	650° C	550° C
Noircissement	3 mn 5 s	4 mn 40 s	0	35 s	52 s	2 mn 55 s
Disparition des flammes	4 mn 45 s	0	0	3 mn 23 s	4 mn 20 s	5 mn 20 s
Plaque percée	11 mn	12 mn 30 s	Pas de percée.	16 mn 30	24 mn 30 s	31 mn

G. — Subjectiles recouverts d'enduits décoratifs au ciment magnésien.

1^o Enduit silicaté P. A.

Méthode de la Marine Marchande :

— Sur contreplaqué, il n'y a aucune inflammation et la trace est exactement la trace type.

— Sur isorel, il en est de même et la trace est à peine visible et consiste en suie qui s'en va sous le doigt.

Méthode canadienne :

— La perte moyenne de poids sur trois échantillons est de 0,72 %, chiffre tout à fait remarquable.

Méthode L. B. T. P. :

a) Ce revêtement, à cause de sa grande épaisseur, est nettement retardateur à toute température de la source et il n'y a pas de flamme.

b) L'influence de la température de la source est faible et les courbes pour chaque support sont voisines.

Pour la première fois toutes les méthodes sont d'accord.

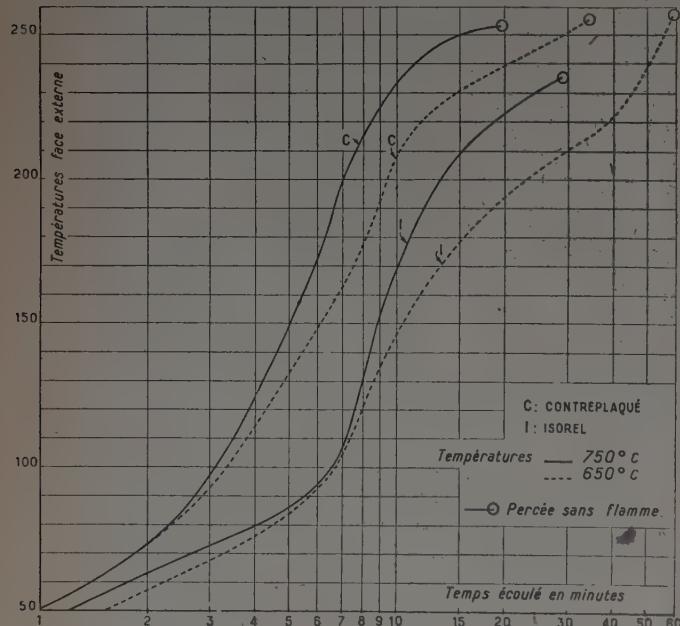


FIG. 7. — Contreplaqué et isorel peints à l'enduit silicaté P. A.

TABLEAU V.

	CONTREPLAQUÉ		ISOREL	
	750°C	650°C	750°C	650°C
Fumée, apparition...	57 s	2 mn 30 s	1 mn 10 s	1 mn 45 s
Fumées non combustibles...	non	non	non	non
Flammes dessous...	2 mn 25 s	4 mn 30 s	2 mn	3 mn
Jaunissement...	4 mn 45 s	7 mn	5 mn 50 s	7 mn
Percée sans inflammation...	19 mn 30 s	35 mn	39 mn	60 mn

2^o Enduit silicaté S. E. P. à deux couches et S. E. P. à trois couches (peinture au silicate).

Ces peintures sont mates, parfaitement unies, d'un ton blanc gris que l'on peut faire modifier par le fabricant afin d'obtenir des tons clairs.

Méthode de la Marine Marchande :

— Sur les deux subjectiles, aucune inflammation. Les traces sont à l'intérieur de la trace type et peu marquées.

Méthode canadienne :

— A trois couches, la perte de poids est de 1 %.

— A deux couches, la perte de poids est de 1 %.

Ce résultat est très intéressant quand on voit qu'il a été atteint avec deux couches seulement, et que ces couches sont peu épaisses.

Méthode L. B. T. P. :

— S. E. P. à deux couches :

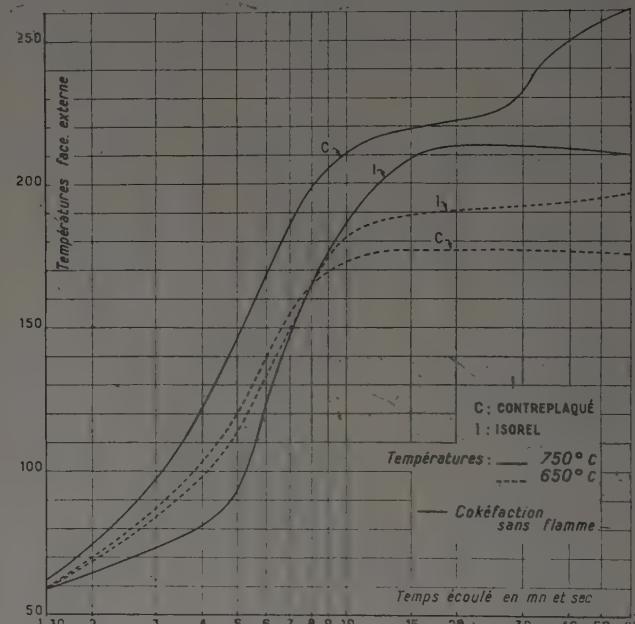


FIG. 8. — Contreplaqué et isorel peints à l'enduit silicaté S. E. P. (deux couches).

A 750°C, la peinture S. E. P. à deux couches est nettement retardatrice.

A 650°C, la peinture est retardatrice sur contreplaqué et sur isorel.

— S. E. P. à trois couches :

A 750°C, S. E. P. à trois couches est nettement retardateur sur les deux subjectiles et plus à trois couches qu'à deux.

A 650°C, la peinture est nettement retardatrice sur contreplaqué et moins à trois couches qu'à deux couches, ce qui est inattendu.

Un fait nouveau apparaît : les courbes 750°C et 650°C pour isorel se superposent.

Aussi bien pour le revêtement à deux couches que pour celui à trois couches, ce qui donnera l'allure de la courbe c'est la formation de cloques. C'est là la particularité de cette peinture. Elle fait cloque et ce cloquage constitue une protection isolante.

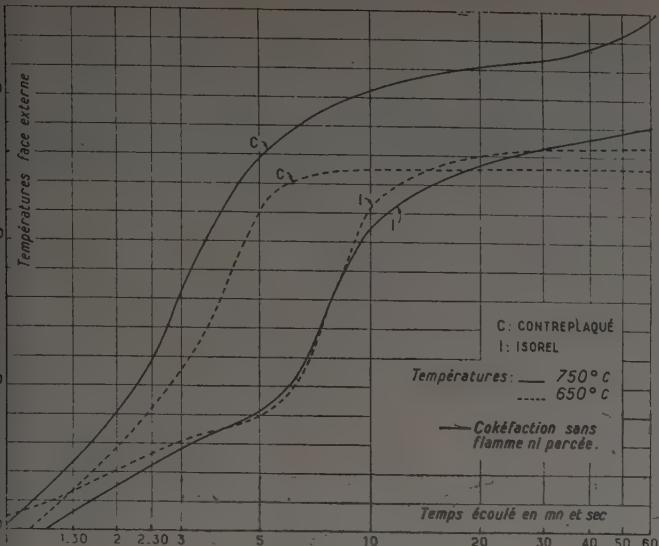


FIG. 9. — Contreplaqué et isorel peints à l'enduit silicaté S. E. P. (trois couches).

TABLEAU VI.

	CONTREPLAQUÉ		ISOREL	
	750° C	650° C	750° C	650° C
<i>S. E. P. à 2 couches.</i>				
Fumées.....	28 s	2 mn	50 s	6 mn 20 s
Non inflammables ..	non	non	non	non
Cloques.....	2 mn 10 s	5 mn	1 mn 30 s	non
Jaunissement	6 mn	11 mn	0	12 mn
Retiré sans percée...	1 h	1 h	1 h	1 h
<i>S. E. P. à 3 couches.</i>				
Fumées.....	45 s	1 mn 28 s	1 mn 30 s	variable entre 1 mn 35 s et 5 mn 30 s
Non inflammables ..	non	non	non	non
Cloques.....	2 mn	1 mn 28 s	1 mn 45 s	2 mn 55 s
Jaunissement	7 mn	aucun	7 mn	9 mn 40 s
Retiré sans percée...	1 h	1 h	1 h	1 h

H. — Peinture à résines thermodurcissables P. R. C.

L'essai de la Marine Marchande donne des traces qui ne dépassent pas la trace type (isorel) ou qui la dépassent de très peu, soit 20 mm, pour le contreplaqué.

L'essai à la méthode canadienne donne une perte de poids de 0,65 %.

Cette peinture est donc très bonne.

Les résultats de l'essai à la méthode L. B. T. P. sont réunis dans le tableau VII.

Les courbes température-temps obtenues montrent que la peinture est retardatrice à chacune des trois températures d'incendie.

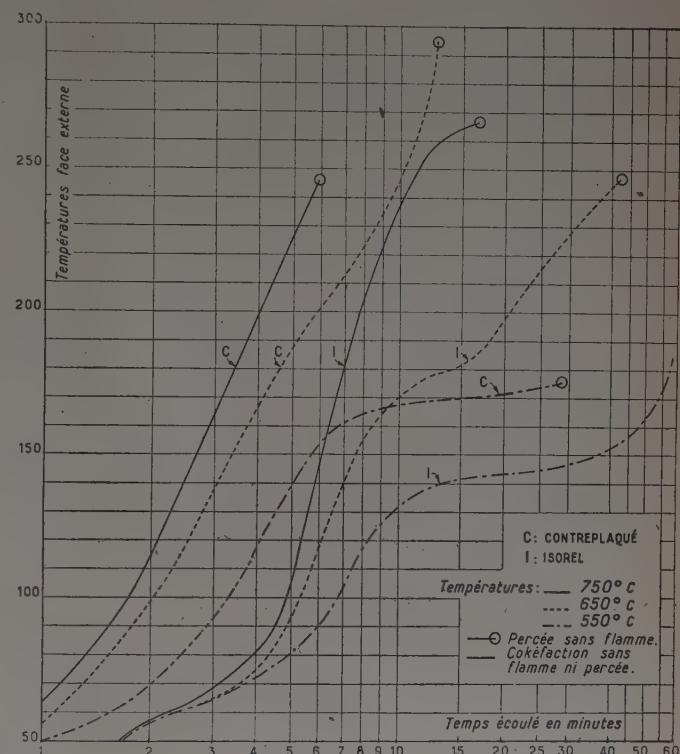


FIG. 10. — Contreplaqué et isorel peints à la peinture P. R. C. (trois couches).

TABLEAU VII.

	CONTREPLAQUÉ			ISOREL		
	750° C	650° C	550° C	750° C	650° C	550° C
Fumées	10 s	24 s	51 s	0	0	0
Non inflammables ..						
Cloque unique	1 mn 35 s	pas	1 mn 35 s	39 s	50 s	pas
Noircissement central	4 mn 7 s	pas	32 mn 30 s	15 mn	pas	pas
Percée sans flamme.....	6 mn	13 mn 30 s	16 mn 30 s	44 mn	non percé	1 h

Dans un seul cas sur les six, soit sur isorel à 550°C, il n'y a pas eu de percée après 1 heure. Pour toutes les autres courbes on observe la percée à des temps variables, toujours inférieurs à 1 heure.

Une particularité, notée pour la première fois, est, pour l'isorel, le même départ à toute température. Ce n'est que vers la quatrième minute que les courbes se séparent nettement.

Cette peinture est supérieure à toutes celles, à base de liants organiques, que nous venons d'étudier et, au point de vue incendie, elle se rapproche des peintures aux silicates et des enduits au ciment, sans les égaler. Mais, elle a l'avantage d'être très décorative, très dure et de ressembler davantage à une peinture d'automobile qu'à une peinture de bâtiment. Son prix, d'ailleurs, est élevé et de l'ordre de grandeur de celui des peintures pour automobiles.

IV. — RÉSUMÉ DES ESSAIS

TABLEAU VIII.

	MÉTHODE Marine Marchande	MÉTHODE canadienne	MÉTHODE L. B. T. P.		
			750°C	650°C	550°C
Contreplaqué nu	Inflammable.	Pas fait.	Inflammable.	Inflammable.	Inversion.
Isorel nu	Très faiblement inflammable.	Pas fait.	Inflammable.	Inflammable.	
Peinture à l'huile : Contreplaqué	Très faiblement inflammable.	Mauvais 17 %.	Retardatrice.	Retardatrice.	Accélératrice.
Isorel			Au début sans influence, puis retarde l'apparition des flammes.		Retardatrice.
Oléoglycérophthalique : Contreplaqué	Faiblement inflammable. Faiblement inflammable.	Suivant peinture. Bon 2,4 %. Mauvais 7,6 %.	Retardatrice.	Légèrement retardatrice.	Retardatrice.
Isorel			Retardatrice.	Sans influence.	Retardatrice.
Mixte-Caoutchouc : Contreplaqué	Inflammable.	Mauvais 7 %.	Retardatrice, au début sans influence, puis retarde l'apparition des flammes.		Sans influence au début, accélératrice à la fin.
Isorel	Résultats contradictoires.	Pas fait.	Sans influence au début, mais retarde l'inflammation.		Sans influence au début, retardatrice à la fin.
Caoutchouc chloré pur : Sur bois	Très faiblement inflammable.	Pas fait.	Non inflammable.	Non inflammable.	Non inflammable.
Sur étoffe	Très inflammable.		Accélératrice.	Accélératrice.	Retardatrice.
P. T. K.	Non inflammable.	Très bon 1,1 %.	Retardatrice.	Retardatrice.	Retardatrice.
P. A.	Non inflammable.	Excellent 0,72 %.	Non inflammable.	Non inflammable.	Non inflammable.
S. E. P. trois couches	Non inflammable.	Excellent < 1 %.	Non inflammable.	Non inflammable.	Non inflammable.
S. E. P. deux couches	Non inflammable.	Très bon 1 %.	Non inflammable.	Non inflammable.	Non inflammable.
P. R. C. : Contreplaqué	Non inflammable.	Excellent 0,35 %.	Non inflammable.	Non inflammable.	Non inflammable.
Isorel	Non inflammable.	Excellent 0,65 %.	Non inflammable.	Non inflammable.	Non inflammable.

V. — CONCLUSIONS

Il nous reste maintenant à tirer les conclusions expérimentales.

Toutes les fois que l'on applique un objet à température élevée contre un matériau combustible nu ou peint, les divers phénomènes qui se produisent, émission de fumées, carbonisation sans flammes, inflammation, transmission de chaleur à travers le matériau, ou par conduction dans le matériau, sont conditionnés par ordre d'importance décroissante :

- 1^o Par la température du foyer d'incendie;
- 2^o Par la nature du matériau;
- 3^o Par la nature du revêtement.

Les essais de laboratoire ne peuvent être représentatifs des incendies véritables qu'à condition de tenir compte du classement de ces trois paramètres que nous avons établi expérimentalement et que nous venons d'exposer.

Toutes les méthodes qui opèrent à une seule température de foyer d'incendie sont insuffisantes.

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

AVRIL-MAI 1952

Cinquième Année, N° 52-53.

Série : ÉQUIPEMENT TECHNIQUE (XXV).

LA CONDUCTIBILITÉ THERMIQUE DES MATERIAUX

par

R. CADIERGUES

et

J. GENEVAY

du Comité Scientifique et Technique de l'Industrie du Chauffage et de la Ventilation (Co. S. T. I. C.).

SOMMAIRE

	Pages.		Pages.
Introduction générale.....	473	3^e Matériaux non métalliques d'installations thermiques..	482
PREMIÈRE PARTIE. — Conductibilités pratiques.....	474	<i>Produits isolants.....</i>	482
1 ^o Matériaux métalliques.....	474	<i>Produits céramiques et réfractaires.....</i>	483
2 ^o Matériaux non métalliques de construction.....	475	4^o Estimation de la conductibilité thermique d'un nouveau matériau.....	483
<i>Briques. — Pierres naturelles.....</i>	475	DEUXIÈME PARTIE. — Données générales sur les conductibilités thermiques des matériaux.....	484
<i>Mortiers, enduits, panneaux de plâtre. — Bétons. — Bois et contreplaqués. — Panneaux de fibres agglomérées. — Bois synthétiques. — Fibreglass. — Plaques de tourbe. — Plaques de liège. — Panneaux d'amiante et d'amiantement.....</i>	476	1 ^o Conductibilité thermique des matériaux à l'état sec..	484
<i>Panneaux de fibres de bois non agglomérées. — Matériaux de remplissage. — Laines minérales. — Sols. — Tissus. — Matériaux de couverture. — Matières plastiques. — Matériaux divers.....</i>	477	2 ^o Conductibilités thermiques pratiques.....	486
	478	TROISIÈME PARTIE. — Justification des résultats de la première partie.....	488
	479		

NOTE LIMINAIRE

Poursuivant ses travaux sur la transmission de la chaleur, le Comité Scientifique et Technique de l'Industrie du Chauffage et de la Ventilation s'est attaché à la révision critique des coefficients de conductibilité.

Certes, le sujet semble bien rebattu. Déjà le Comité, sous la présidence de M. NESSI, a fait paraître, en 1933, une étude excellente, véritable charte de la profession pendant de longues années, et qui a servi à l'élaboration du « Guide de chauffage, ventilation, conditionnement de l'air » de l'*Association des Ingénieurs de Chauffage et de Ventilation de France*, issu lui-même de la « Méthode de calcul des déperditions calorifiques des locaux », éditée par les comités d'organisation en 1944. Et pourtant, le nombre de demandes qui parviennent à l'Institut Technique montre que les professionnels du bâtiment sont parfois bien embarrassés pour choisir le coefficient de transmission le plus proche de la réalité. Car cette réalité est malheureusement complexe, les matériaux changeant plus ou moins de conductibilité en vieillissant et surtout en s'asséchant.

Par ailleurs, la question évolue sans cesse. Des matériaux plus ou moins synthétiques apparaissent sur le marché et de nouveaux laboratoires s'efforcent de déterminer, avec plus de rigueur, les propriétés thermiques des matériaux anciens et récents.

Quoique ce document soit plutôt destiné aux ingénieurs en chauffage, il est du plus haut intérêt que les architectes se pénètrent de l'importance de ces questions.

Car, après tout, une des missions essentielles de l'habitation est de réaliser un micro-climat artificiel favorable à la santé et à l'activité. Dans un rapport récent, l'*Organisation Mondiale de la Santé* insistait encore sur l'influence de la température sur le comportement des hommes et l'évolution de la civilisation.

Or, les dépenses d'exploitation du chauffage sont tellement importantes qu'une plus-value de la construction diminuant les déperditions calorifiques doit toujours être prise en considération lorsqu'elle s'amortit dans un délai raisonnable. C'est surtout vrai dans les vieux pays comme la France, qui avait l'habitude de construire pour longtemps. La fréquence des guerres a peut-être modifié nos conceptions à ce sujet, mais, néanmoins, il n'est pas insensé d'espérer qu'un immeuble bien construit puisse durer plus de 50 ans, alors qu'un mauvais isolement thermique se paie de plus en plus lourdement tous les ans, du fait de la dévaluation continue.

M. CADIERGUES a excellemment traité ce sujet avec le souci scientifique et l'esprit critique caractéristiques de tous ses travaux. Ce document, qui fait suite à l'étude sur les coefficients de rayonnement des matériaux, publiée en mai 1951, était attendu par tous les techniciens du bâtiment.

A. MISSENARD,

Président du Comité Scientifique
et Technique de l'Industrie
du Chauffage et de la Ventilation.

RÉSUMÉ

Cette publication a pour but de fournir des valeurs recommandées de conductibilité thermique pour les calculs de transmission de chaleur dans les bâtiments et les installations de chauffage et rafraîchissement. Après avoir expliqué la nécessité de réduire les données à des tableaux types en fonction de la densité des matériaux et de leurs conditions d'emploi (cloisons intérieures, parois extérieures normales, parois humides), l'auteur fournit dans une première partie les valeurs recommandées pour les matériaux suivants : métaux, briques, pierres naturelles, mortiers, enduits, carreaux de plâtre, bétons, bois et contreplaqué, panneaux de fibres, bois synthétiques, fibreglos, tourbe, liège, amiante-ciment, laines minérales, matériaux de remplissage, sols, textiles, matières plastiques, matériaux de couverture, isolants, etc. Une deuxième partie est consacrée à l'analyse des causes de variation de la conductibilité thermique des matériaux, et une troisième partie à la justification des valeurs recommandées par l'auteur.

SUMMARY

This paper gives recommended values for thermal conductivities to be used in heat transfer computations in building, heating or refrigeration. After having explained the necessity of reducing the data to typical values in function of the materials density and conditions of use (interior walls, exterior walls, damp walls), the author gives in the first part of the paper the recommended values for the following materials : metals, bricks, natural stones, mortars, coatings, plasters, plaster-boards, concretes, lumber and plywoods, fiberboards, fiberglass, peat, cork, asbestos-cement, mineral wools, filling materials, soils, textiles, plastics, roofing materials, insulating materials, etc. A second part is devoted to the analysis of causes of variations of thermal conductivities, and a third part to the justification of the values recommended by the author.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le manque de documentation précise sur la conductibilité thermique des matériaux utilisés dans le bâtiment et le désaccord sur ce point entre différents auteurs rendent nécessaire la mise au point de tableaux fournit des valeurs recommandées.

C'est ce qui a été fait en France pour l'industrie du chauffage, d'abord dans le Rapport n° 2 du Comité Technique de l'Industrie du Chauffage et de la Ventilation [C. T. I. C. V., 1933], puis dans les Règles de Calcul des Déperditions [C. O. R. M. A. T. — A. I. C. V. F. — I. T. B. T. P. 1949], [C. O. R. M. A. T., 1944]. Dans ce dernier document, le nombre de matériaux y figurant est assez réduit; cependant que le premier document est actuellement épuisé et fait l'objet de nombreuses demandes. Il était en outre déjà ancien; et de nouveaux matériaux doivent figurer dans une liste complète.

On utilise, dans bien des cas, à défaut de document général, les valeurs mesurées en laboratoire. Mais il y a dans l'utilisation de ces valeurs de laboratoire deux sources de difficulté : d'abord la variété des procédés de mesure et la difficulté d'atteindre une précision suffisante⁽¹⁾; ensuite l'impossibilité d'appliquer, pour la majorité des matériaux de construction, le coefficient obtenu au laboratoire à l'état sec, assez nettement inférieur au coefficient réel dans la construction.

La mise au point de tableaux de valeurs recommandées se heurte de son côté aux fluctuations inévitables des matériaux, et à la difficulté de caractériser simplement les échantillons. Ce procédé s'avère toutefois possible dans certaines limites, et valable ainsi que nous le verrons.

Dans la présente étude, le coefficient de conductibilité λ est celui défini par l'équation fondamentale de la transmission de chaleur (fig. 1) :

$$q = -\lambda S \frac{dT}{dx}$$

où q est le flux par unité de temps à travers la surface S et $\frac{dT}{dx}$ le gradient de température (variation de la température dT pour une épaisseur dx). L'unité choisie ici pour λ est, conformément à la pratique actuelle des thermiciens, la $\text{kcal}/\text{m}/\text{h}^{\circ}\text{C}$. Pour le passage éventuel à d'autres unités, on utilisera le tableau suivant :

1 kcal/m/h ^o C	=	1,16 W/m ^o C
1 W/m ^o C	=	0,86 kcal/m/h ^o C
1 W/cm ^o C	=	86 kcal/m ^o C
1 cal/cm/s ^o C	=	360 kcal/m ^o C
1 BTU/in/h ^o F	=	1,49 kcal/m ^o h ^o C
1 BTU-in/ft ² /h ^o F	=	0,124 kcal/m ^o h ^o C

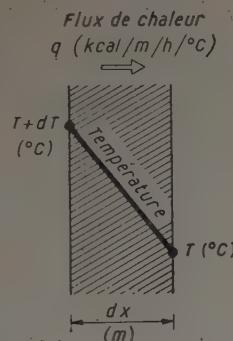


FIG. 1. — Schéma de définition de la conductibilité thermique.

Nous nous sommes refusés à donner tous les résultats de mesure de conductibilité dont nous disposions, et ceci pour trois raisons :

— D'abord parce que l'ensemble constitue une énorme documentation⁽²⁾ de plus de 3 500 résultats,

— Ensuite parce qu'une liste de ces résultats n'aurait pas constitué une documentation commode pour le technicien parce que difficile à consulter et pleine de valeurs contradictoires,

— Enfin parce qu'une telle liste eût été rapidement désuète, de nouveaux matériaux apparaissant périodiquement.

Nous nous sommes astreints à extraire des valeurs moyennes qui, non seulement facilitent la consultation des listes, mais en outre permettent l'extrapolation à des matériaux nouveaux.

La première partie de notre exposé constitue la documentation pratique. Nous avons volontairement abandonné l'idée d'un tableau sec et sans commentaire qui eût présenté de grands dangers pour l'utilisateur; nous avons préféré adopter une classification des matériaux que nous espérons assez commode.

La deuxième partie est une étude plus complète sur la conductibilité thermique des matériaux non métalliques; nous attirons l'attention du lecteur sur l'intérêt de prendre connaissance de cette seconde partie avant d'utiliser la première.

La troisième partie, de caractère plus scientifique, contient les références et les bases qui ont servi à établir nos valeurs recommandées. C'est une justification, peut-être trop rapide, mais indispensable.

La présente étude ne concerne que les conductibilités thermiques et n'aborde pas la question des coefficients de transmission de chaleur, ni de l'isolation thermique⁽³⁾.

Nous tenons à remercier ici le professeur WATZINGER qui a établi expérimentalement depuis 1920 une liste assez complète pour les matériaux norvégiens (plus de 500 résultats) d'avoir bien voulu nous fournir des renseignements complémentaires à son étude.

Nous tenons également à remercier un certain nombre de firmes françaises qui ont bien voulu répondre à nos enquêtes, en particulier les Sociétés productrices des matériaux : Arki, Berulit, Celotex, Christin, Ermisol, Fibrébéton, Isorel, Isover, Laniver, Menuiserite et Norelith, Roclaine, Samiex, Solomite, Stillite, Submatériau, ainsi que quelques Sociétés productrices de pouzzolane (Société Française des Produits Volcaniques, Comtoir des Pouzzolanes, Société d'Exploitation des Carrières du Centre).

(1) Les procès-verbaux de Laboratoire donnent des valeurs à 5 % près, mais nous avons montré [FOURNOL, 1948] que cette précision était probablement loin d'être atteinte. Ceci est actuellement confirmé par plusieurs résultats français et étrangers.

(2) Les relevés des résultats expérimentaux peuvent être consultés au Co. S. T. I. C., 7, rue du Quatre-Septembre, Paris.

(3) Sur cette question on pourra consulter : R. CADIERGUES, Isolation et Protection des Bâtiments (Collection « Traité du Bâtiment »), Eyrolles, éditeur (à paraître).

PREMIÈRE PARTIE

CONDUCTIBILITÉS PRATIQUES

1^o Matériaux métalliques.

Il n'est pas de notre but de nous étendre sur l'étude des variations de la conductibilité thermique des métaux avec la composition. Plusieurs lois générales physiquement intéressantes ont été déduites par différents auteurs, mais elles ne présentent pas à notre connaissance d'intérêt pratique pour notre domaine. Il faut seulement savoir que la composition exacte des alliages doit être donnée pour la conductibilité, ainsi que l'état structural du matériau (conditionné le plus généralement par des traitements antérieurs). En voici un exemple valable pour le fer :

TENEUR EN C	λ kcal/m/h/°C	
	Fer doux	Fer trempé (à environ 800°C)
%		
0,5	48	35
1	41	28
1,5	35	23

On remarquera qu'une imprécision sur l'état du métal conduit à une erreur de l'ordre de 100 %.

Fers, fontes, aciers.

Nous donnons ci-dessous la conductibilité thermique des fers, fontes et aciers.

On remarquera que, pour le bâtiment, on peut prendre en moyenne pour les aciers $\lambda = 50$ kcal/m/h/°C.

MÉTÉRIAUX	DEN-SITÉ kg/m³	CONDUCTIBILITÉ thermique (kcal/m/h/°C) aux températures de :			
		-50°C	0°C	100°C	200°C
Fer pur	7 870	69	63	58	53
Fer puddlé : C < 0,5 %	7 830		51	49	45
Acier : C ≈ 0,5 %	7 820	48	47	45	42
C ≈ 1 %	7 780		37	37	36
C ≈ 1,5 %	7 740		31	31	31
Acier :					
Au chrome : Cr ≈ 1 %	7 860	58	48	44	
Cr ≈ 2 %	7 850	46	42	39	
Cr ≈ 5 %	7 810	34	33	32	
Cr ≈ 10 %	7 760	27	27	27	
Cr ≈ 20 %	7 670	20	20	20	
Acier :					
Chrome-nickel : 18 Cr, 8 Ni.	7 800	14	15	15	
Nickel-chrome : 20 Ni, 15 Cr.	7 850	12	13	13	
Acier au manganèse : 2 % Mn.	7 840	33	32	31	
Acier au tungstène : 2 % Tu.	7 940	54	50	46	
Fonte : C ≈ 4 %	7 250	48	45	42	

Autres métaux.

Pour les autres métaux, on prendra les valeurs suivantes :

MÉTÉRIAUX	DEN-SITÉ kg/m³	CONDUCTIBILITÉ thermique (kcal/m/h/°C) aux températures de :			
		-50°C	0°C	100°C	200°C
Aluminium pur	2 700	198	197	197	197
Duralumin (94-96 % Al, 3-5 % Cu, traces Mg)	2 780	125	137	156	167
Hydronalum (91-95 % Al, 5-9 % Mg)	2 600	87	94	108	122
Silumine :					
(87 % Al, 13 % Si)	2 650	134	140	150	159
(86,5 % Al, 12,5 % Si, 1 % Cu)	2 650	112	117	124	131
Alusil (78-80 % Al, 22-20 % Si)	2 630	131	136	145	150
Al, Mg, Si (97 % Al, 1 % Mg, 1 % Si, 1 % Mn)	2 700		150	163	176
Argent (à 99,9 %)	10 490	359	357	353	322
Bronze : voir cuivre.					
Cadmium	8 640		81	78	
Cuivre pur	8 930	338	332	326	321
Bronze (81,1 % Cu, 5 % Zn, 8,7 % Sn, 1 % Pb, 0,2 % Fe)	8 790			63	65
Bronze phosphoreux (87,8 % Cu, 11,3 % Sn, 0,4 % Pb, 0,2 % Fe)				48,5	52
Laiton (70 % Cu, 30 % Zn)	8 500	84	92	110	124
Maillechort (62 % Cu, 15 % Ni, 22 % Zn)	8 600	18	20,5	27	34
Constantan (60 % Cu, 40 % Ni)	8 900	18,5	19	22	
Étain pur	7 280	60	57	51	49
Magnésium pur	1 740	150	148	144	140
Électron (6-8 % Al, 1-2 % Zn)	1 800		44	54	64
Mercure	13 590		9	12	
Nickel (à 99,2 %)	8 890	60	55	51	
Monel (67,1 % Ni, 29,1 % Cu, 2,7 % Fe, 0,8 % Mo, 0,3 % Si)			252	277	
Invar (36 % Ni + Mn, Si, traces Fe)	9 000		9	9	
Nickel-chrome (80 % Ni, 20 % Cr)	8 300		10,5	12	13,5
Plomb	11 340	31,0	30,2	28,7	27,1
Zinc pur	7 130	98	97	94,5	91

NOTA : Cette liste ne comporte qu'un nombre réduit de métaux et d'alliages : pour des matériaux métalliques non compris dans cette liste, s'adresser au Co. S. T. I. C.

Comme il s'agit de tableaux mis au point après examen de plus de 500 résultats numériques donnés par différents auteurs, il n'est pas possible de fournir ici la justification complète de nos tableaux. On trouvera toutefois en troisième partie une partie de cette justification.

2^e Matériaux non métalliques de construction (1).

Briques.

Généralités.

On trouvera en deuxième partie une étude plus complète sur les différents facteurs susceptibles d'agir sur la conductibilité thermique des matériaux non métalliques. Nous nous contenterons ici de quelques observations générales.

Il est bien évident que très souvent il est nécessaire de préciser le matériau pour donner ces caractéristiques. Une indication telle que « pierre calcaire » est insuffisante. Dans la pratique, il s'avère suffisant de préciser pour un matériau désigné (pierre calcaire par exemple), ce qui précise sa structure :

a) Sa densité;

b) Sa teneur en humidité.

Pour un matériau donné, d'une densité donnée, la conductibilité thermique ne varie guère en effet qu'avec la teneur en humidité, laquelle joue souvent un rôle très important.

Il serait toutefois peu commode de donner la conductibilité en fonction de la teneur en humidité, car cette dernière ne peut être généralement prévue ni par l'architecte, ni par le constructeur. Il est donc nécessaire de prévoir, dès le niveau du tableau de valeurs recommandées pour la conductibilité thermique, les teneurs en humidité des bâtiments.

Il faut, à notre avis, distinguer quatre valeurs :

S : la valeur à l'état *absolument sec* auquel correspondent les produits tels qu'on doit les utiliser dans les mesures de laboratoire.

I : la valeur à l'état *presque sec*, valable pour les parois intérieures des locaux (cloisons, planchers ne donnant pas sur l'extérieur) ou pour les parois extérieures de locaux en pays très secs (climats spéciaux);

E : la valeur *normale* pour les murs extérieurs de nos régions tempérées;

H : la valeur à l'état *humide*, pour les murs extérieurs en climat très humide exposés à des pluies fréquentes (ce qui est le cas pour des murs ouest de la plupart des régions côtières atlantiques) ou mal isolés de l'humidité du sol.

Il est très difficile de prétendre que cette distinction, obligatoirement schématique, couvre parfaitement tous les cas. Il est certain que l'humidité d'un mur ne dépend pas seulement du climat et du matériau, mais également de la structure des constructions (enduits, etc.), de la ventilation, etc. Nous nous proposons de revenir sur cette question dans une étude sur l'humidité, mais il est nécessaire dès maintenant de choisir quelques cas type.

Les coefficients de conductibilité seront donnés pour les matériaux de construction à 0° C environ. Pour les isolants, la conductibilité sera donnée à plusieurs températures. La justification des valeurs que nous donnons se trouve en troisième partie.

Les valeurs en italique correspondent à la densité courante moyenne.

	POIDS spécifi- que (kg/m ³)	CONDUCTIBILITÉ (kcal/m/h/° C)			
		S état sec	I cloisons	E murs exté- rieurs	H murs humides
<i>Brique seule :</i>					
	800	0,15			
Brique légère.....	1 000	0,18			
	1 200	0,22			
	1 400	0,28			
Brique normale.....	1 600	0,42			
	1 800	0,50			
	2 000	0,60			
<i>Murs en brique :</i>					
	800	0,20	0,24	0,29	0,33
En brique légère < 1 500 kg/m ³	1 000	0,24	0,29	0,35	0,40
	1 200	0,29	0,35	0,42	0,48
	1 400	0,36	0,43	0,52	0,60
En brique normale > 1 600 kg/m ³	1 600	0,45	0,54	0,65	0,74
	1 800	0,52	0,62	0,75	0,86
	2 000	0,62	0,74	0,90	1,05

Pierres naturelles (réfractaires : voir troisième paragraphe de la présente partie).

	POIDS spécifi- que (kg/m ³)	CONDUCTIBILITÉ (kcal/m/h/° C)			
		S état sec	I cloisons	E murs exté- rieurs	H murs humides
<i>Calcaires, grès</i>					
	1 600	0,45	0,68	0,79	0,95
	1 800	0,53	0,82	0,95	1,14
(Calcaire moyen) ...	2 000	0,65	1,01	1,17	1,40
	2 200	0,76	1,18	1,37	1,63
(Grès moyen).....	2 400	0,93	1,44	1,67	2,00
	2 600	1,19	1,84	2,2	2,6
	2 800	1,4	2,2	2,5	3
<i>Gneiss</i>	2 400				
	à 2 700				2,8
<i>Granites</i>	2 500				
	à 3 000				2,9
<i>Porphyres</i>	2 400				
	à 2 600				2,0
<i>Basaltes</i>	2 800				
	à 3 000				3,2
<i>Silex</i>	2 600				
	à 2 800				2,4
<i>Marbre</i>	2 500				
	à 2 850			1,7 à 3 (voir texte ci-dessous)	
<i>Ardoise :</i>					
Perpendiculaire aux strates.....	2 700	1,3	1,4	1,5	1,8
Parallèle aux strates.	—	2,0	2,2	2,4	3,0

Pour le marbre, il semble que les résultats soient très variables selon les échantillons, et on devra prendre par sécurité les valeurs les plus faibles ou les plus fortes selon les cas (1,7 pour sol chauffant par exemple, et 3

(1) Pour les isolants des installations thermiques et frigorifiques, voir troisième et quatrième paragraphes de la présente partie.

pour mur de déperdition). Nous avons même trouvé, dans le *Canadian Journal of Research*, des valeurs encore plus faibles que 1,5.

D'une manière générale d'ailleurs, les valeurs données ci-dessus pour les pierres sont dans l'ensemble assez peu sûres et, à notre avis, provisoires (voir troisième partie).

Mortiers, enduits, panneaux de plâtre.

POIDS spéci- fique (kg/m³)	CONDUCTIBILITÉ (kcal/m/h/° C)			
	S état sec	I cloisons	E murs exté- rieurs	H murs humides
	—	—	—	—
Enduits et mortiers à la chaux ou au ciment.	1 600	0,35	0,45	0,56
	1 800	0,44	0,58	0,72
	2 000	0,55	0,73	0,90
	2 200	0,72	0,94	1,2
Enduits plâtre	800	0,23	0,30	0,37
	1 000	0,29	0,38	0,46
	1 200	0,37	0,48	0,60
Carreaux de plâtre, planches de plâtre..	600	0,16	0,21	0,26
	800	0,19	0,25	0,31
	1 000	0,23	0,30	0,37
	1 200	0,27	0,35	0,43
Plâtres cellulaires ou à agrégats légers.....	200	0,06	0,08	0,10
	400	0,11	0,14	0,18
	600	0,16	0,21	0,26

Pour les plâtres légers (à la vermiculite, etc.), on peut obtenir des valeurs plus faibles que celles qui sont données ci-dessus : on pourra donc prendre pour certains matériaux — avec justification par procès-verbal d'un Laboratoire officiel — des valeurs autres que celles que nous donnons et qui correspondent à des valeurs à sec pour les matériaux les moins bons de la catégorie. On n'oubliera pas que les résultats de Laboratoire correspondent à la colonne S, et on majorera éventuellement ces résultats pour tenir compte de l'humidité.

Bétons.

Pour tous les bétons légers, il est absolument nécessaire de faire préciser la densité, car il n'y a pas à proprement parler de densité normale.

Les valeurs données ci-dessus pour le béton cellulaire s'entendent pour un béton cellulaire normal (sable siliceux). Pour des bétons cellulaires spéciaux, on obtient des conductibilités thermiques données par les formules suivantes, où λ_{co} représente la conductibilité thermique du béton cellulaire normal de même densité que le béton cellulaire spécial considéré.

Béton cellulaire avec sable amorphe $\lambda = 0,75 \lambda_{co}$
 Béton cellulaire aux cendres volantes $\lambda = 0,60 \lambda_{co}$
 Béton cellulaire au laitier de haut fourneau .. $\lambda = 0,45 \lambda_{co}$

POIDS spéci- fique (kg/m³)	CONDUCTIBILITÉ (kcal/m/h/° C)			
	S état sec	I cloisons	E murs exté- rieurs	H murs humides
<i>Béton de gravillons (normal ou caverneux) :</i>				
Maigre ou caverneux.	1 600	0,35	0,54	0,63
	1 800	0,44	0,68	0,80
{ non vibré.	2 000	0,55	0,85	1,0
Ordinaire { vibré	2 200	0,70	1,0	1,2
	2 400	0,87	1,2	1,4
<i>Béton armé (proportion moyenne de ferrailage, béton compact) :</i>				
	0,9	1,2	1,4	1,6
<i>Bétons à agrégats légers (non cellulaires) (ponce, laitier éclaté, pouzzolane, vermiculite, etc.)</i>	600	0,09	0,13	0,15
	800	0,12	0,19	0,22
	1 000	0,16	0,24	0,28
	1 200	0,21	0,32	0,37
	1 400	0,26	0,40	0,47
<i>Bétons cellulaires normaux (pour bétons cellulaires spéciaux, voir texte ci-dessous) :</i>				
	600	0,16	0,25	0,29
	800	0,23	0,36	0,42
	1 000	0,32	0,50	0,58
	1 200	0,42	0,65	0,76
	1 400	0,52	0,81	0,94
				1,1

Bois et contreplaqués.

On adoptera les résultats suivants :

POIDS spéci- fique (kg/m³)	CONDUCTIBILITÉ (kcal/m/h/° C)			
	S état sec	I cloisons	E murs exté- rieurs	H murs humides
200	0,048	0,055	0,055	0,060
300	0,064	0,075	0,075	0,080
400	0,079	0,090	0,095	0,100
Épicéa, peuplier	450	0,087	0,100	0,105
Sapin, cèdre, de l'Atlas.	500	0,095	0,110	0,115
Pin sylvestre, pin d'Alep	550	0,103	0,120	0,125
	600	0,111	0,130	0,130
Châtaignier, chêne, hêtre	700	0,127	0,145	0,150
	800	0,143	0,165	0,170
	900	0,159	0,185	0,190
				0,200

Panneaux de fibres agglomérées (colles organiques ; dans le cas où on voudrait utiliser des résultats de Laboratoire pour le matériau considéré, on adoptera le protocole défini page 483 (Utilisation des résultats de Laboratoire)).

On adoptera les valeurs suivantes ⁽¹⁾ :

⁽¹⁾ Dans le cas où on voudrait utiliser des résultats de Laboratoire pour le matériau considéré, on adoptera le protocole défini page 483 (Utilisation des résultats de Laboratoire).

POIDS spéci- fique (kg/m ³)	CONDUCTIBILITÉ (kcal/m/h/° C)			
	S état sec	I cloisons	E murs exté- rieurs	H murs humides
Isorel isolant (A)....	200	0,033	0,037	0,038
	250	0,034	0,038	0,039
	300	0,035	0,039	0,040
	350	0,037	0,042	0,043
	400	0,039	0,044	0,045
	450	0,041	0,046	0,047
	500	0,044	0,050	0,051
	550	0,048	0,054	0,055
	600	0,053	0,060	0,061
				0,064

Ces valeurs ne tiennent pas compte bien entendu de la perméabilité à l'air du matériau qui peut être considérable pour de grandes différences de pression.

Plaques de tourbe.

POIDS spéci- fique (kg/m ³)	CONDUCTIBILITÉ (kcal/m/h/° C)			
	S état sec	I cloisons	E murs exté- rieurs	H murs humides
Plaques de tourbe ...	200	0,034	0,043	0,048
	300	0,040	0,050	0,056
	400	0,046	0,058	0,065
				0,075

Plaques de liège (bâtiments normaux).

POIDS spéci- fique (kg/m ³)	CONDUCTIBILITÉ (kcal/m/h/° C)			
	S état sec	I cloisons	E murs exté- rieurs	H murs humides
Plaques de liège.	100	0,032	0,033	0,034
	200	0,039	0,040	0,041
	300	0,047	0,049	0,050
	400	0,054	0,056	0,057
	500	0,061	0,063	0,064
				0,067

Panneaux d'amiante et d'amiante ciment.

POIDS spéci- fique (kg/m ³)	CONDUCTIBILITÉ (kcal/m/h/° C)			
	S état sec	I cloisons	E murs exté- rieurs	H murs humides
Amiante (laines, feutres, plaques)	200	0,040	0,046	0,048
	300	0,047	0,054	0,056
	400	0,056	0,064	0,067
	500	0,066	0,076	0,072
	600	0,076	0,088	0,091
	800	0,11	0,125	0,13
	1 000	0,13	0,14	0,15
	1 200	0,15	0,17	0,18
	1 400	0,17	0,19	0,20
	1 600	0,20	0,23	0,24
	1 800	0,23	0,26	0,28
				0,29
Amiante-ciment : Panneaux légers	1 000	0,20	0,24	0,25
à 1 200				0,28
Tuiles et panneaux comprimés	1 800	0,50	0,60	0,65
à 2 000				0,70

Pour les bois synthétiques lourds (type « Hartholz » allemand), les valeurs seront précisées à la catégorie matières plastiques.

Fibragglos.

On prendra les valeurs définies par le tableau suivant :

POIDS spéci- fique (kg/m ³)	CONDUCTIBILITÉ (kcal/m/h/° C)			
	S état sec	I cloisons	E murs exté- rieurs	H murs humides
Fibragglos	200	0,044	0,052	0,055
	300	0,048	0,057	0,060
	400	0,059	0,070	0,074
	500	0,073	0,087	0,091
	600	0,088	0,105	0,11
				0,125

⁽¹⁾ Ces valeurs sont probablement trop fortes, mais les valeurs de Laboratoire actuellement à notre disposition sont anormalement faibles et ont dû être considérées, jusqu'à nouvel ordre, comme suspectes.

Panneaux de fibres de bois non agglomérées
(type : Arki, Christin).

POIDS spécifi- que (kg/m ³)	CONDUCTIBILITÉ (kcal/m/h/°C)				
	S état sec	I cloisons	E murs exté- rieurs	H murs humides	
Christin.....	50	0,028	0,032	0,032	0,034
	100	0,030	0,034	0,035	0,036
	150	0,033	0,037	0,038	0,039
	200	0,035	0,040	0,041	0,042
	250	0,038	0,043	0,044	0,046

Ces valeurs ne tiennent pas compte bien entendu de la perméabilité à l'air du matériau qui peut être considérable pour de grandes différences de pression.

Matériaux de remplissage (en vrac).

On doit distinguer, dans ce groupe, produits minéraux et produits organiques.

Pour les matériaux minéraux, on prendra des valeurs différentes selon qu'il s'agit de produits pulvérulents ou granuleux.

POIDS spécifi- que (kg/m ³)	CONDUCTIBILITÉ (kcal/m/h/°C)				
	S état sec	I cloisons	E murs exté- rieurs	H murs humides	
Produits minéraux pulvérulents.....					
(Kieselguhr, poudres minérales).....	200	0,040	0,06	0,07	0,085
	400	0,057	0,09	0,10	0,12
	600	0,075	0,12	0,14	0,16
	800	0,10	0,16	0,18	0,22
	1 000	0,13	0,20	0,23	0,28
	1 200	0,16	0,25	0,29	0,34
	1 400	0,19	0,30	0,34	0,41
Produits minéraux granuleux					
(Sable, etc.)	200	0,07	0,11	0,13	0,15
	400	0,08	0,12	0,15	0,18
	600	0,10	0,14	0,18	0,22
Mâchefer fin					
	800	0,12	0,17	0,21	0,26
	1 000	0,14	0,21	0,25	0,30
	1 200	0,16	0,25	0,29	0,34
	1 400	0,19	0,30	0,35	0,41
Sable.....	1 600	0,23	0,36	0,42	0,50
Gravier.....	1 800	0,28	0,43	0,50	0,60
	2 000	0,33	0,51	0,59	0,71
	2 200	0,39	0,60	0,70	0,84
Vermiculite expansée ..	100	0,04	0,05	0,06	0,07
Produits organiques (pour le liège granulé, mêmes valeurs que pour le liège en plaques : voir ci-dessus).					
Copeaux de bois et sciure de bois	150	0,048	0,055	0,057	0,060
	200	0,049	0,057	0,059	0,061
	250	0,051	0,059	0,061	0,064
	300	0,053	0,061	0,063	0,066

Laines minérales (de verre, de laitier, etc.).

On pourra prendre les valeurs simplifiées suivantes pour les conditions usuelles d'utilisation :

ÉTAT GÉNÉRAL	POIDS spécifique	λ	EXEMPLES COMMERCIAUX	
			kg/m ³	kcal/m/h/°C
En vrac ou en matelas (entre papiers)	80 à 140	0,035	Isover (fibres courtes en vrac ou matelas, matelas de fibres longues), Inaltex.	Stillite (feutrée ou floconneuse, matelas de Stillite).
	150 à 200	0,04		
En feutres.	45 à 80	0,04	Isover (semi-rigide) Stillite (feutres).	Stillite (semi-rigide léger ou standard). Stillite (semi-rigide lourd).
	150 à 200	0,045		
(Semi-rigides ou rigides).	200 à 300	0,05		

Sols (terres). — La conductibilité des sols dépend beaucoup de leurs caractéristiques géologiques, et une courbe de conductibilité en fonction de la densité aurait peu de valeur. En outre, les teneurs en humidité des sols sont très variables. Nous donnons à titre d'indication deux abaques (fig. 2 et 3), qui permettront d'estimer la conductibilité thermique d'un sol quand on connaîtra sa densité et sa teneur en humidité.

FIG. 2. — Conductibilité thermique des sols sableux (non gelés).

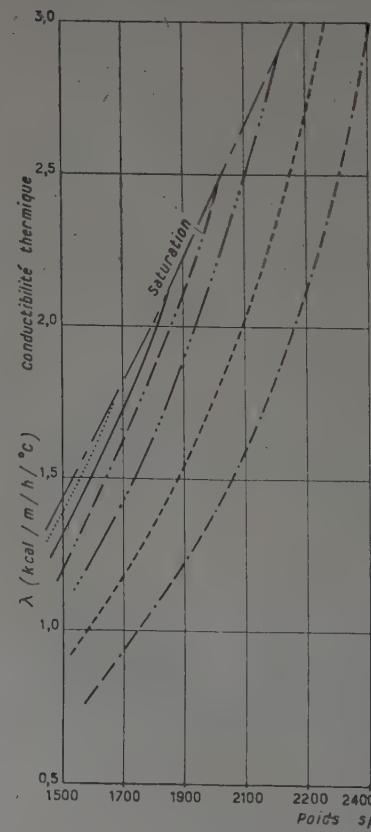
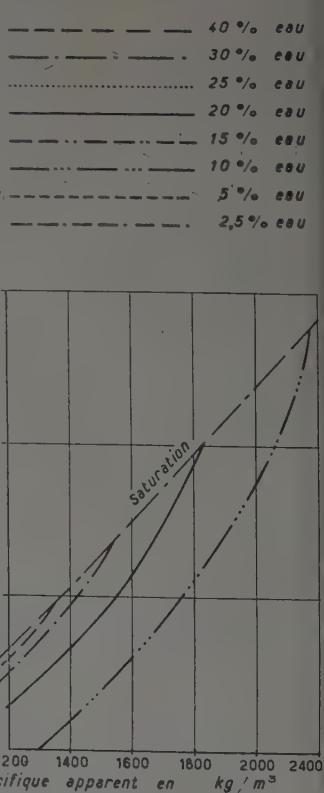


FIG. 3. — Conductibilité thermique des sols limoneux et argileux (non gelés).



Textiles (en vrac ou toiles). — On prendra les valeurs suivantes, valables pour l'état normal, correspondant sensiblement à la catégorie I des matériaux ci-dessus, c'est-à-dire au matériau utilisé par exemple en draperies ou tapis dans des locaux chauffés. Ces valeurs, au contraire des précédentes, sont prises pour 20° C environ.

	POIDS SPÉCIFIQUE (kg/m ³)	CONDUCTIBILITÉ (kcal/m/h/° C)
<i>Flanelle</i>		
	160	0,047
	10	0,052
	25	0,038
	50	0,031
<i>Jute</i>		
	100	0,032
	200	0,035
	300	0,040
	5	0,031
	10	0,029
<i>Kapok</i>		
	25	0,030
	50	0,033
	100	0,037
	150	0,041
	50	0,033
<i>Laine</i>		
	100	0,031
	150	0,032
	200	0,033
	250	0,035
	300	0,037
	350	0,040
	400	0,043
<i>Lin</i> (vrac)		
	25	0,038
	50	0,034
	100	0,035
	150	0,037
	200	0,040
— (toile)		
	200	0,056
	400	0,058
	600	0,060
<i>Sisal</i>		
	100	0,033
<i>Soie</i> (naturelle)		
	50	0,030
	100	0,042
	150	0,045
— (artificielle)		
	150	0,042
	200	0,039
	300	0,036
	400	0,040
	500	0,044

Matériaux de couverture. — Les valeurs sont données pour les *conditions normales d'utilisation* (extérieur), et pour 0° C.

	POIDS SPÉCIFIQUE (kg/m ³)	CONDUCTIBILITÉ (kcal/m/h/° C)
<i>Asphalte</i>		
	2 150	0,8
<i>Ardoise</i> : voir pierres naturelles.		
<i>Bitume</i>		
	1 050	0,14
<i>Carton bitumé</i>		
	1 100	0,12
<i>Tuiles</i>		
		0,6

Matières plastiques. — Les mêmes observations que pour les textiles sont valables.

	POIDS SPÉCIFIQUE (kg/m ³)	CONDUCTIBILITÉ (kcal/m/h/° C)
Astralon	1 350	0,13
Bakélite	1 270	0,2
Cellon (acétate de cellulose)	1 350	0,2
Celluloïd (nitrate de cellulose)	1 380	0,19
Ébonite	1 150	0,14
Galalithe	1 350	0,14
Iporka (voir 3°)		
Linoléum	1 180	0,15
Plexiglas	1 180	0,17
Polystyrol	1 000	0,13
Résine d'aniline	1 210	0,23
Résines phénoliques	1 320	0,23
(Bois améliorés : voir bois synthétiques.)		

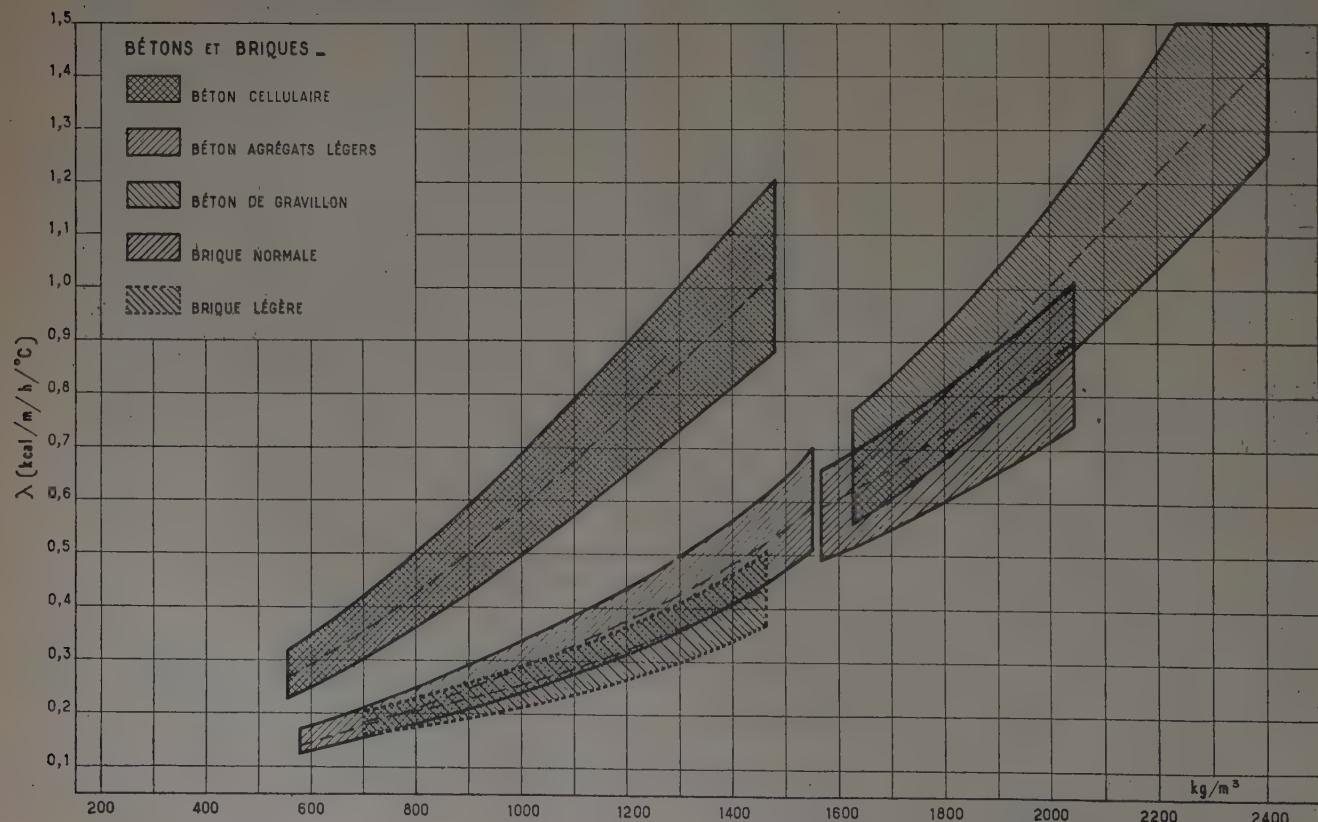
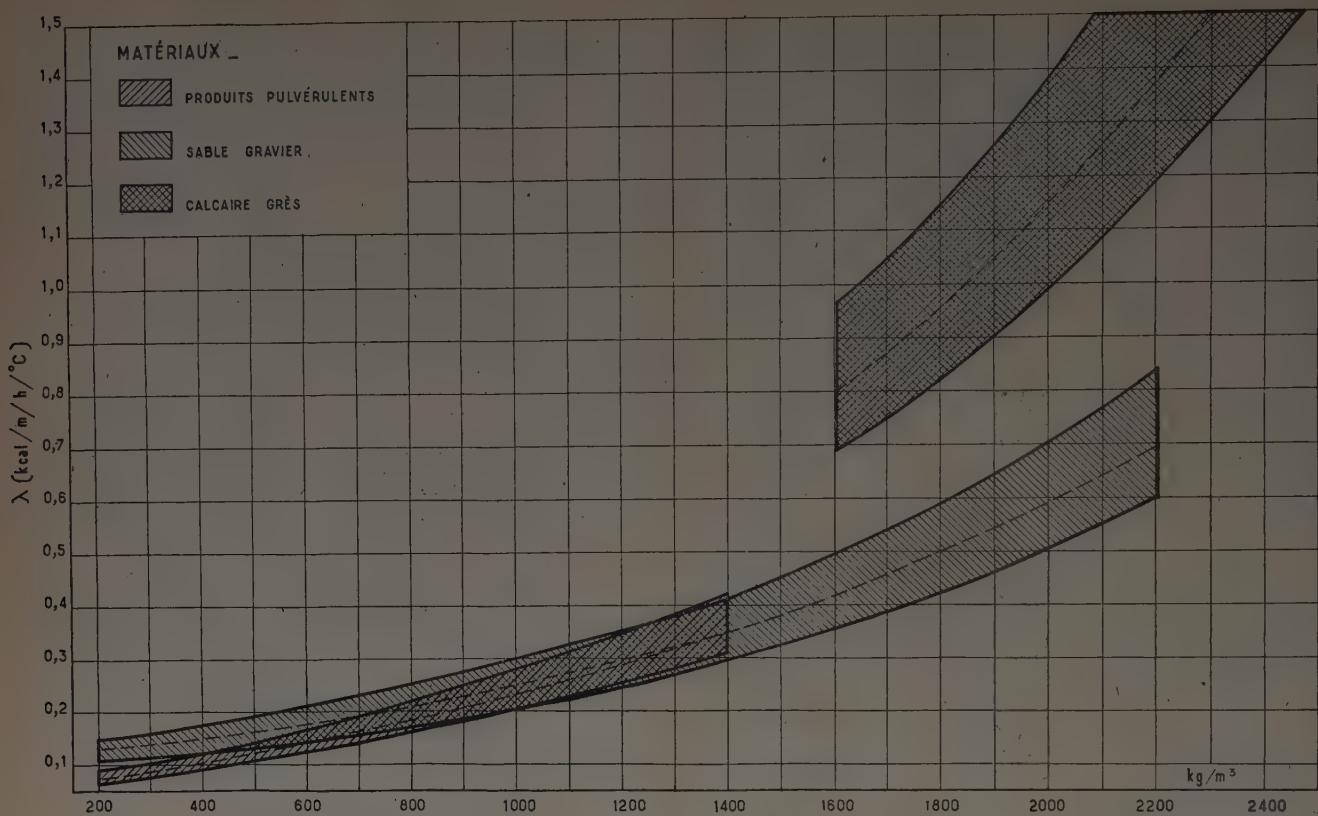
Matériaux divers. — Les valeurs suivantes sont données pour les conditions normales d'utilisation.

	POIDS SPÉCIFIQUE (kg/m ³)	CONDUCTIBILITÉ (kcal/m/h/° C)
<i>Carreaux</i> (porcelaine, faïence)	2 300	0,9
<i>Ciment magnésien</i>	700	0,12
<i>Cuir</i>	900	0,14
<i>Gaoutchouc</i> :		
50	50	0,03
100	100	0,03
<i>Mousse</i>		
200	200	0,04
300	300	0,05
400	400	0,06
500	500	0,08
<i>Naturel</i>		
1 050	1 050	0,14
1 150	1 150	0,24
<i>Synthétique</i>		
1 150	1 150	0,20
1 250	1 250	0,40
<i>Glace</i> {		
0° C	917	1,9
— 10° C	918,6	2,0
— 20° C	919,8	2,1
<i>Neige</i> (1)		
100	100	0,07
200	200	0,13
300	300	0,20
400	400	0,29
500	500	0,40
600	600	0,55
700	700	0,73
800	800	1,07
900	900	1,76
970	970	1,90
<i>Papier, carton</i>	700	0,12
<i>Verre</i> (2) à vitre		1,05

Autres matériaux. — Pour les matériaux qui ne seraient pas prévus dans le présent paragraphe, on se reporterai au paragraphe 4 de la présente partie.

(1) Pour la densité atteinte par la neige suivant l'épaisseur de la couche et les conditions météorologiques, voir : R. CADIERGUES, La protection contre le gel en chauffage à eau chaude et le déneigement thermique, *Annales I. T. B. T. P.*, n° 239 (février 1952).

(2) Pour plus de détails sur les verres, voir deuxième partie.



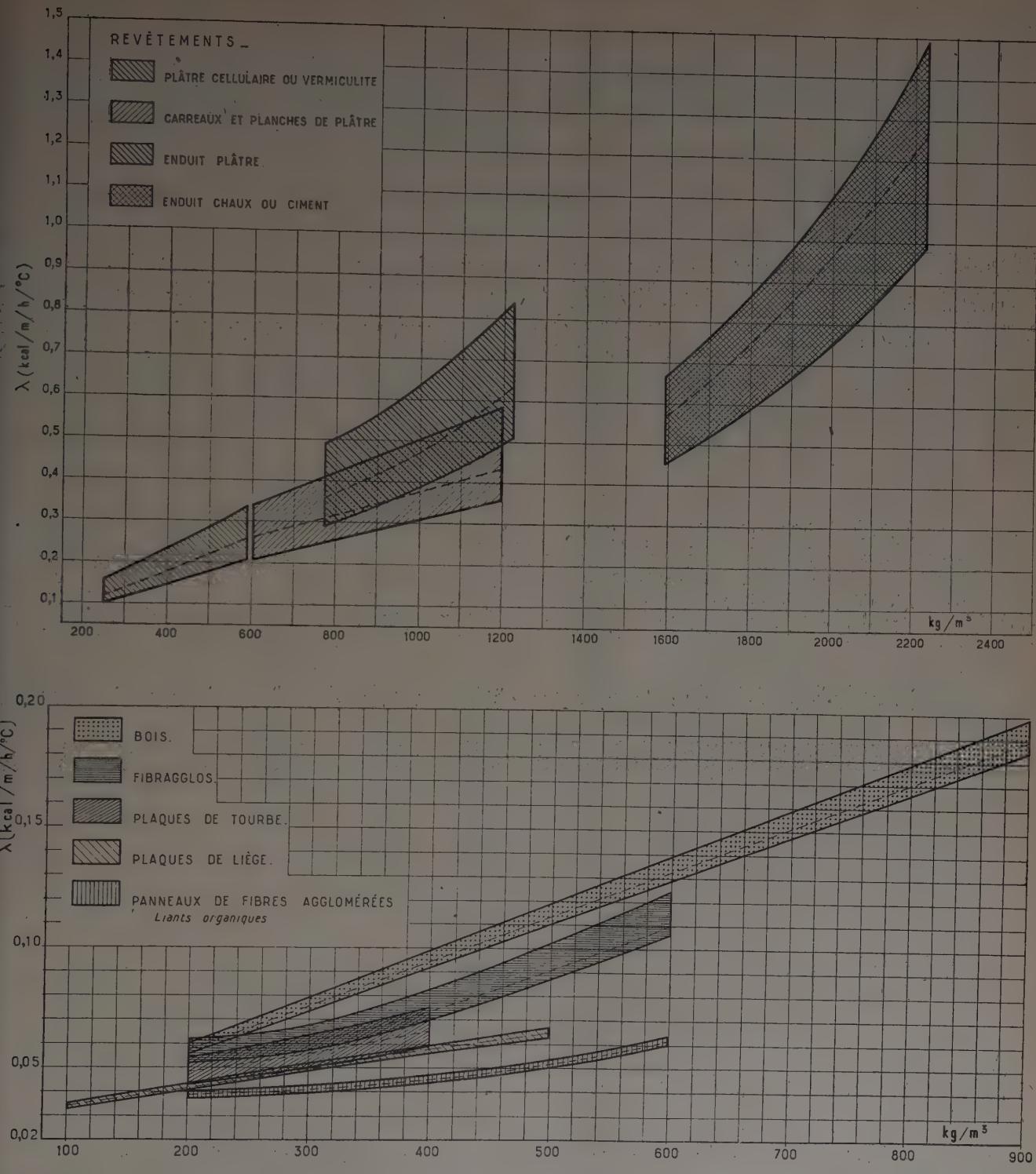


FIG. 4. — Conductibilité thermique moyenne des matériaux dans les bâtiments. Dans chaque quadrilatère curvilinear correspondant à un type de matériau, la courbe inférieure est valable pour les parois intérieures (I), la courbe médiane pour les parois extérieures normales (E), la courbe supérieure pour les parois humides (H). Exemple : béton à agrégats légers de 1 000 kg/m³, I = 0,24, E = 0,29, H = 0,34.

Pour l'utilisation de ces abaques, voir page 483.

3^e Matériaux non métalliques d'installations thermiques.

Pour ces matériaux, les marges de température étant assez grandes, il a paru nécessaire de préciser la variation de la conductibilité en fonction de cette caractéristique.

La colonne correspondant à 0° C pour ces matériaux est donnée pour permettre les interpolations. Elle correspond aux matériaux assez secs (mais non complètement secs) intermédiaires entre S et I du paragraphe précédent.

Produits isolants.

	POIDS spécifique (kg/m ³)	CONDUCTIBILITÉ THERMIQUE (kcal/m/h/° C) AUX TEMPÉRATURES DE :						
		0° C	100° C	200° C	300° C	400° C	500° C	600° C
<i>Kieselguhr (diatomite) :</i>								
	200	0,050	0,062	0,078	0,097	0,116	0,134	0,152
	300	0,057	0,069	0,082	0,096	0,110	0,124	0,137
	400	0,068	0,081	0,094	0,107	0,119	0,130	0,139
<i>Produits moulés</i>								
	500	0,082	0,098	0,111	0,123	0,134	0,144	0,153
	600	0,098	0,116	0,130	0,143	0,155	0,164	0,172
	700	0,116	0,137	0,152	0,166	0,178	0,186	0,192
	800	0,136	0,159	0,176	0,190	0,201	0,209	0,216
	50	0,030	—	—	—	—	—	—
	100	0,032	0,048	0,061	0,075	0,091	0,111	0,135
<i>Poudre de Kieselguhr</i>								
	200	0,038	0,052	0,060	0,069	0,079	0,090	0,102
	300	0,045	0,057	0,064	0,071	0,078	0,085	0,092
	400	0,053	0,064	0,072	0,079	0,085	0,091	0,097
	500	0,061	0,074	0,083	—	—	—	—
	600	0,070	0,084	0,096	—	—	—	—
	100	0,027	0,035	0,041	0,048	—	—	—
	200	0,036	0,043	0,050	0,057	—	—	—
<i>« Masse »</i>								
	400	0,057	0,065	0,070	0,077	—	—	—
	600	0,085	0,092	0,098	0,104	—	—	—
	800	0,123	0,130	0,137	0,143	—	—	—
	1 000	0,170	0,177	0,185	0,194	—	—	—
	50	0,031	0,050	—	—	—	—	—
	100	0,030	0,045	0,066	0,100	0,160	—	—
<i>Laine de verre</i>								
	200	0,032	0,048	0,068	0,095	0,135	0,195	—
	300	0,037	0,057	0,076	0,105	0,147	—	—
	400	0,044	0,065	0,086	—	—	—	—
	500	0,051	0,074	0,095	—	—	—	—
	100	0,028	0,040	0,055	0,077	0,102	—	—
<i>Laine de laitier</i>								
	200	0,031	0,042	0,055	0,071	0,090	0,114	0,140
	300	0,035	0,046	0,060	0,073	0,088	0,110	0,136
	400	0,040	0,052	0,064	0,078	—	—	—
	500	0,045	0,058	0,070	0,083	—	—	—
	100	0,051	0,057	0,062	—	—	—	—
<i>Laine d'amiante</i>								
	200	0,053	0,060	0,066	—	—	—	—
	400	0,100	0,110	0,117	—	—	—	—
	600	0,175	0,185	0,192	—	—	—	—
	800	0,222	0,234	0,242	—	—	—	—
<i>Magnésie (en poudre)</i>								
	125	0,033	0,041	—	—	—	—	—
	250	0,045	0,057	—	—	—	—	—
	500	0,088	0,094	—	—	—	—	—
	50	0,028	0,037	—	—	—	—	—
<i>Liège granulé</i>								
	100	0,032	0,043	—	—	—	—	—
	150	0,036	0,050	—	—	—	—	—
	200	0,039	0,057	—	—	—	—	—
<i>Iporka (mousse de résine artificielle) :</i>								
<i>Iporka non enveloppé</i>	13- 15	0,027	0,047	—	—	—	—	—
<i>Iporka FLT.</i>	25- 28	0,027	—	—	—	—	—	—
<i>Iporka V</i>	40- 50	0,029	—	—	—	—	—	—
<i>Iporka K</i>	120-140	0,032	—	—	—	—	—	—
<i>Iporka K. B</i>	165-185	0,036	—	—	—	—	—	—

Produits céramiques et réfractaires.

POIDS spéci- fique kg/m ³	CONDUCTIBILITÉ THERMIQUE (kcal/m/h/° C) aux températures de :					
	0°C	200°C	400°C	600°C	800°C	1000°C
	—	—	—	—	—	—
Alumine (à 80 %)	2 700	2	1,9	1,8	1,75	1,7
— (à 100 %)	3 750	18	9	7	5,5	5
Carbone (à 89 %)	1 200	0,6	0,8	0,9	1,1	1,3
Carborundum :						
(à 50 % Si C)	2 200	5	4,5	4	3,5	3,5
(à 75 % Si C)	2 300	14	11	9,5	8,5	7,5
(à 100 % Si C)	3 200	62	42	32	25	21
Chamotte :						
(50 SiO ₂ +50 Al ₂ O ₃)	2 000	0,9	1	1,0	1,1	1,2
(75 SiO ₂ +20 Al ₂ O ₃)	2 200	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
Magnésie :						
(à 50 % MgO)	2 000	2,3	2,2	2,0	1,8	1,6
(à 75 % MgO)	2 600	4,3	4	3,5	3,0	2,5
(à 100 % MgO)	3 500	37	22	14	10	7,5
Oxyde de chrome :						
(40-45 %)	2 750	1,1	1,2	1,3	1,4	1,4
Porcelaine.	2 350	0,8	1,2	1,5	1,8	2,0
Silice (à 95 %)	1 900	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3
						1,5

4^e Estimation de la conductibilité thermique d'un nouveau matériau.

Dans le cas où les tableaux du deuxième paragraphe ne donneraient pas la conductibilité d'un matériau, on pourra estimer cette dernière de deux manières :

a) Lorsqu'on dispose d'un résultat de laboratoire, mesuré dans des conditions convenables⁽¹⁾, correspondant de ce fait aux conditions S, on déduira la conductibilité du matériau dans les conditions I, E ou H, en lui faisant subir les majorations suivantes :

MATERIAU DU TYPE :	MAJORATIONS SUR LA CONDUCTIBILITE A SEC		
	I	E	H
Brique	%	%	%
Pierres.	20	45	65
Ciment-mortier.	55	80	115
Plâtre.	30	60	90
Béton	30	60	115
Bois (panneaux de fibres à liants organiques).	40	70	100
Fibragglos	16	19	25
Tourbe.	19	25	40
Liège	25	40	60
	3	5	10

Il est admis ici que ces mesures sont faites à 0°C et après dessiccation complète du matériau.

b) Lorsqu'on ne dispose pas de résultat de laboratoire, on utilisera les résultats de la figure 4, en essayant de se ramener à un matériau dont la structure soit analogue à celle du matériau étudié.

Divers sondages portant sur des résultats de mesures sur matériaux en œuvre permettent d'estimer que la précision de cette méthode est de l'ordre de 15 à 20 %.

(1) Nous proposons de soumettre ces conditions de mesure à une normalisation qui évite les difficultés d'interprétation des procès-verbaux de Laboratoire..

DEUXIÈME PARTIE

DONNÉES GÉNÉRALES
SUR LES CONDUCTIBILITÉS THERMIQUES DES MATERIAUX1^o Conductibilité thermique des matériaux à l'état sec.

a) Conductibilité, densité et porosité.

Il est bien connu que la conductibilité thermique des matériaux varie essentiellement avec la densité, la densité et la conductibilité thermique étant liées à la porosité. En effet, les matériaux de construction minéraux ont une masse spécifique (granulaire) de l'ordre de 2 400 à 2 800 kg/m³, et les matériaux de construction organiques une masse spécifique (granulaire) de l'ordre de 1 460 à 1 560 kg/m³. Les masses spécifiques apparentes sont plus faibles et tiennent à la plus ou moins grande porosité; par exemple :

Béton de gravier, poids spécifique apparent : 2 200 kg/m³, porosité : 15 %, $\lambda = 0,7 \text{ kcal/m/h}^\circ\text{C}$;

Béton cellulaire, poids spécifique apparent : 500 kg/m³, porosité : 80 %, $\lambda = 0,15 \text{ kcal/m/h}^\circ\text{C}$.

Cette variation avec la densité apparente ressort de la figure 5. Cette figure montre également que s'il y a bien un sens de variation général, il y a cependant des nuances assez importantes entre les diverses catégories de matériaux. On remarquera en particulier que, pour une même densité apparente, un béton à agrégats légers est nettement plus intéressant qu'un béton cellulaire normal (¹).

On attribue en général la différence — pour une même densité — entre divers matériaux à la différence de structure (grandeur et forme des pores). Une étude assez complète de cette question a été effectuée par O. KRISCHER (Der Einfluss von Feuchtigkeit, Körnung und Temperatur auf die Wärmeleitfähigkeit körniger Stoffe, *Beih. Gesh. Ingr.*, n° 33). Cette étude qui peut être consultée au Co. S. T. I. C. (²) peut être résumée, en ce qui concerne le point que nous examinons maintenant, et pour les matériaux minéraux, par la figure 6. Pour les matériaux organiques, nous avons établi un abaque analogue donné à la figure 7. En fait, ces abaques ne peuvent donner que des résultats généraux, et il est préférable de recourir — comme nous l'avons fait — à une étude des divers résultats de mesures en fonction de la densité pour diverses catégories de matériaux (béton cellulaire par exemple), chaque catégorie correspondant à un type de structure; la conductibilité thermique à sec ne dépend plus alors que de la densité (³).

b) Conductibilité et température.

L'influence de la température sur la conductibilité thermique des matériaux n'a pas en général une importance pratique considérable pour le chauffage ou le conditionnement des bâtiments. Il est toutefois bon de prendre garde à cette variable. La variation de conductibilité des grains ou cristaux est en général de faible

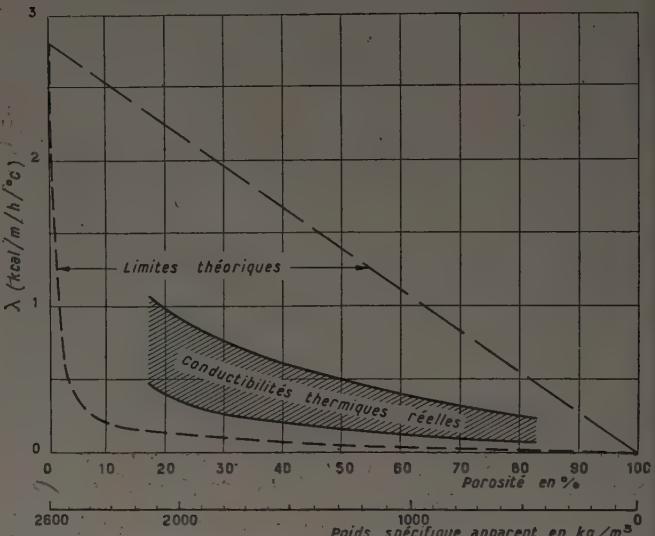
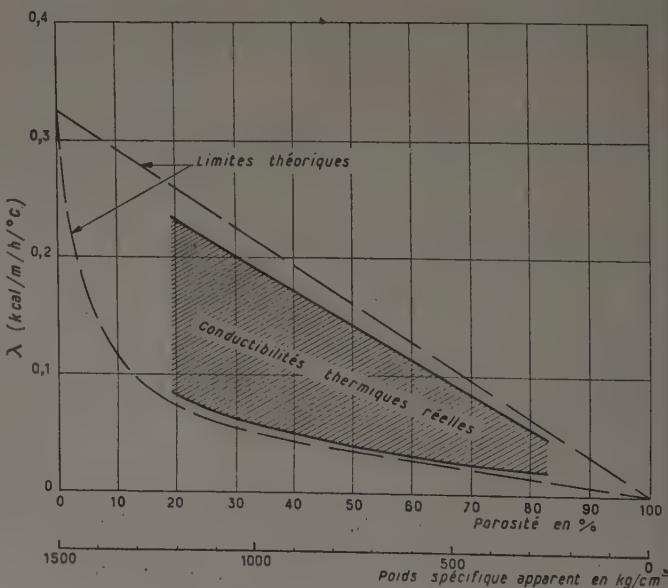


FIG. 6. — Limites théoriques et pratiques des conductibilités thermiques à sec des matériaux inorganiques en fonction de la densité et de la porosité (d'après O. KRISCHER).

FIG. 7. — Limites théoriques et pratiques des conductibilités thermiques à sec des matériaux organiques en fonction de la densité et de la porosité.



(¹) Ceci justifie d'ailleurs l'intérêt des bétons cellulaires spéciaux à agrégats légers.

(²) Une étude théorique analogue a d'ailleurs été publiée sensiblement en même temps par S. S. KISTLER et A. G. CALDWELL, Thermal conductivity of silica aerogel, *Ind. et Eng. Chem.*, 26, 658 (1934) qui a conduit à des formules également intéressantes.

(³) Compte tenu de la précision qui ne peut guère être que de 10 %, et encore faut-il des dispositifs expérimentaux soigneusement construits et utilisés. Sur ce sujet, voir : R. CADIERGUES, La mesure des conductibilités thermiques et des coefficients de transmission de chaleur (à paraître).

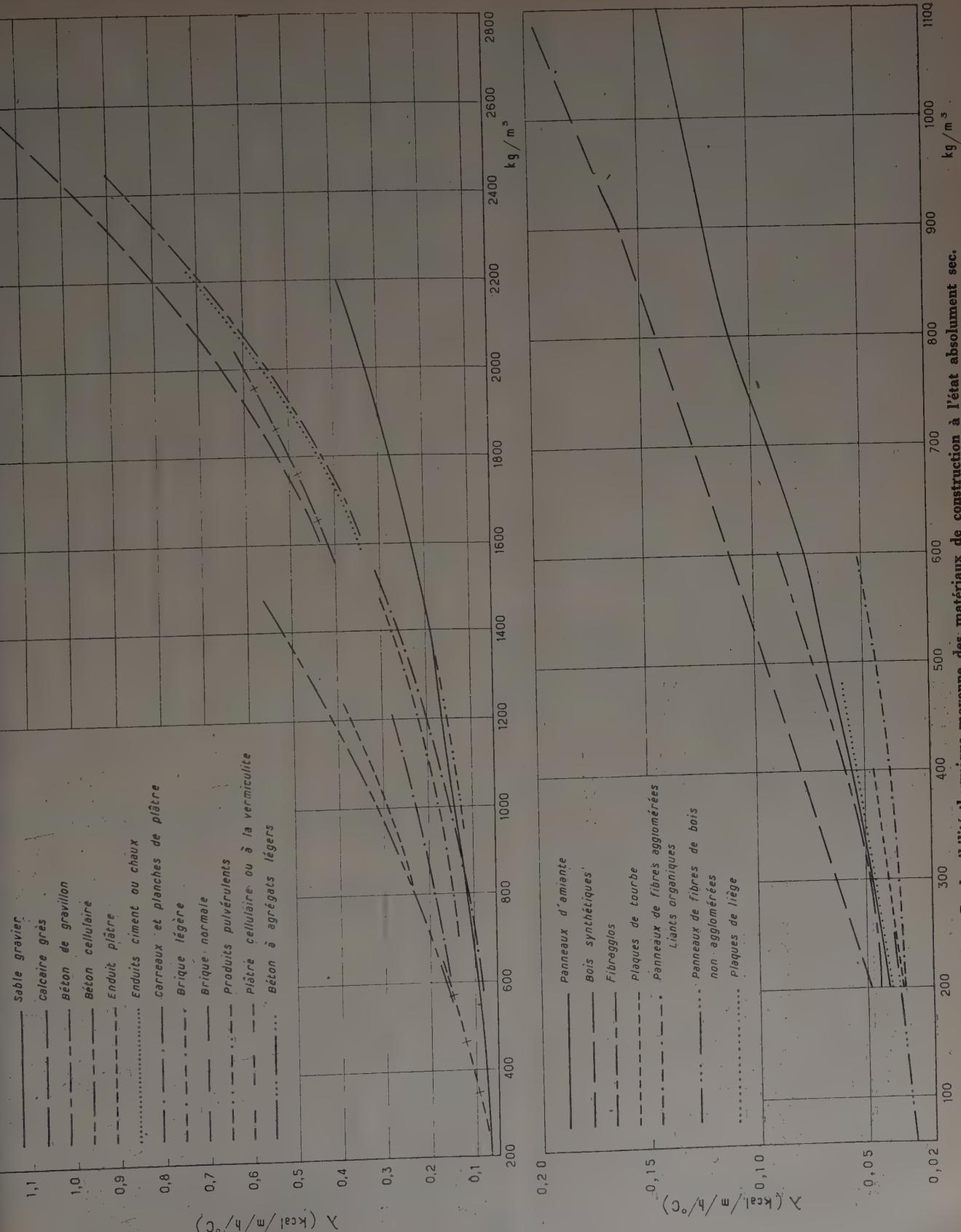


FIG. 5. — Conductibilité thermique moyenne des matériaux de construction à l'état absolument sec.

importance, mais la variation de conductibilité apparente de l'air dans les pores est beaucoup plus nette, ainsi que le montre la figure 8. Aussi pour les matériaux légers, tels que les isolants, est-il jugé à un certain point nécessaire de tenir compte de la température; un exemple général en est donné par la figure 9.

Signalons également la variation nette de conductibilité avec la température des verres (fig. 10), due à ce qu'il s'agit là de produits pâteux et non cristallins, caractérisés, ainsi que les fluides, par une variation assez importante des propriétés physiques avec la température.

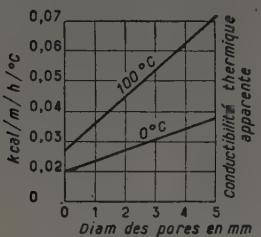


FIG. 8. — Conductibilité thermique apparente des pores.

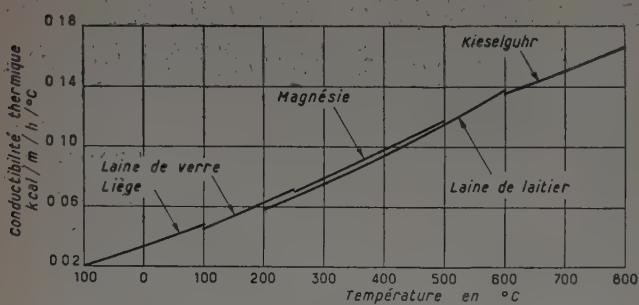


FIG. 9. — Schéma de variation des conductibilités thermiques des isolants en fonction de la température.

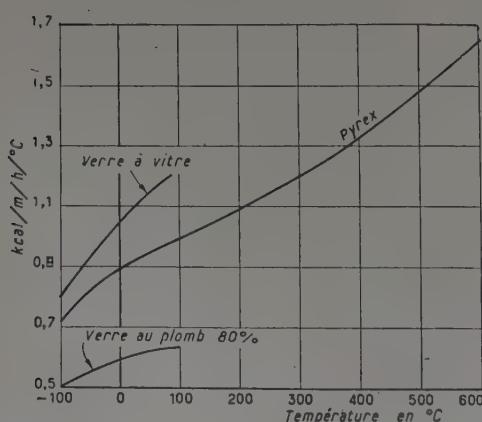


FIG. 10. — Conductibilité thermique des verres.

c) Limites minima de conductibilité.

En réalisant des mousse très légères à pores fins, on peut obtenir des matériaux isolants très intéressants. C'est le cas par exemple de l'Iportka, matière plastique (formaldéhyde), dont le poids spécifique apparent n'est que de 15 kg/m³. On arrive ainsi à une valeur de $\lambda = 0,027 \text{ kcal/m/h/}^{\circ}\text{C}$ à 0°C, qui est très intéressante et très voisine de la conductibilité de l'air (0,02 kcal/m/h/°C), et qui ne peut guère être dépassée que par une technique spéciale : le remplacement de l'air dans les pores par un gaz moins conducteur ou la réduction de pression d'air dans ces pores (¹). Cette méthode peut être d'une grande efficacité; son application pratique reste toutefois à mettre au point.

2^e Conductibilités thermiques pratiques.

a) Influence de l'humidité.

La conductibilité thermique de l'eau étant de l'ordre de 0,48 kcal/m/h/°C à 0°C, il n'est pas étonnant que la substitution d'eau liquide à l'air des pores joue un rôle important dans la conductibilité thermique des matériaux. On doit distinguer, d'après J. S. CAMMERER, deux cas bien distincts :

— Celui des matériaux minéraux pour lesquels la conductibilité thermique varie suivant la courbe de la figure 11 en fonction de la teneur en humidité, cette teneur étant exprimée en volumes %,

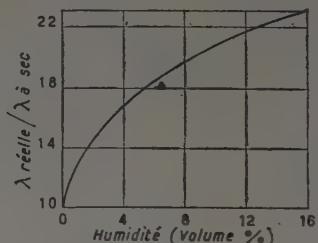


FIG. 11. — Influence de la teneur en humidité sur la conductibilité thermique des matériaux minéraux.

— Celui des matériaux organiques du type bois, pour lesquels la loi est encore plus simple. En exprimant la teneur en humidité h en poids, on a :

$$\lambda_h = \lambda_0 (1 + 0,0125h)$$

où λ_h est la conductibilité avec la teneur h en humidité, et λ_0 la conductibilité à l'état parfaitement sec.

En ce qui concerne les matériaux minéraux, la justification est donnée essentiellement par les travaux de KRISCHER déjà signalés, et pour les matériaux organiques par les remarquables études de ROWLEY signalées en troisième partie à propos des bois.

(¹) D'après F. B. ROWLEY, R. C. JORDAN, C. E. LUND, R. M. LANDER, Gas is an important factor in the thermal conductivity of most insulating materials, *Heat. Pip. Air Condit.*, 23, p. 103 (décembre 1951).

b) Choix de l'humidité caractéristique.

Il est souvent admis en France que l'on connaît très mal la teneur en humidité des matériaux en œuvre. Il est effectif que nos connaissances dans ce domaine ne sont pas parfaites, mais il y a eu en Allemagne d'assez nombreuses études statistiques pour qu'on ait à ce sujet des indications assez valables. Les publications relatives à cette question sont signalées en troisième partie.

Nous reprendrons ultérieurement un certain nombre de résultats, sous forme de diagrammes de fréquences des teneurs en humidité des divers matériaux en œuvre. Les résultats les plus valables sont résumés par la figure 12. Ils ne concernent que des matériaux inorganiques. Pour les matériaux organiques, on a des indications de nature un peu théorique⁽¹⁾, mais qui correspondent tout de même à des hypothèses très valables et à des résultats expérimentaux quant à l'absorption d'humidité des matériaux organiques. Si f_y est la teneur en humidité pour un degré hygrométrique de y (courbe expérimentale), on a :

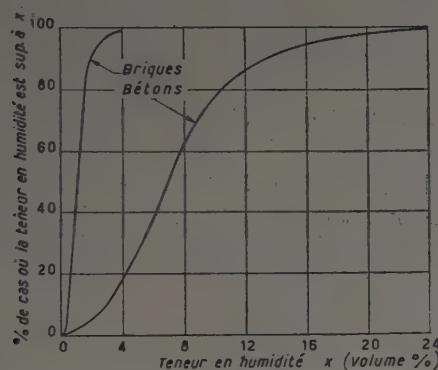


FIG. 12. — Courbes de fréquence d'humidité dans les matériaux (d'après J. S. CAMMERER).

Pour le matériau à l'air sec :

$$h = f_{55} + \frac{1}{5} (f_{100} - f_{55}).$$

Pour le matériau dans les conditions moyennes :

$$h = f_{55} + \frac{2}{5} (f_{100} - f_{55}).$$

Pour le matériau dans des conditions d'humidité :

$$h = f_{100}.$$

Ce sont ces trois valeurs que nous avons prises pour les conditions I, E et H de nos tableaux. Pour les matériaux

inorganiques, nous avons essayé de tracer des courbes de fréquence d'où nous avons extrait les valeurs correspondant à I, E et H.

Ce sont évidemment des résultats assez forfaits, et il serait intéressant que des études expérimentales statistiques françaises permettent de préciser ces valeurs. Nous pensons d'ailleurs que diverses études générales en cours sur l'humidité des matériaux permettront prochainement d'établir l'humidité probable des matériaux sur des bases plus précises.

c) Applications pratiques.

Ces diverses considérations justifient à notre avis le choix que nous avons fait de conditions différentes pour le matériau suivant qu'il s'agit de parois intérieures (I), extérieures normales (E) ou humides (H). Ces conditions ne sont pas sans importance, ainsi qu'il ressort du tableau suivant :

MUR DE BRIQUE DE 11 Coefficients K de transmission de chaleur (kcal/m²/h/°C)			
Conditions	K' = probable (méthode de la présente étude)	K classique (C. O. R. M. A. T. A. I. C. V. F.)	$\frac{K'}{K}$
I	2,1	2,1	0
E	3	2,6	15
H	3,2	2,6	23

De même nous montrons à la figure 13 l'importance du séchage convenable des bâtiments avant que le mur ait atteint un état où la conductibilité thermique puisse être considérée comme stable. On sait quelle importance cette question présente pour les essais, mais nous pensons que ce résultat expérimental soulignera l'intérêt des précautions que l'on doit prendre à ce sujet.

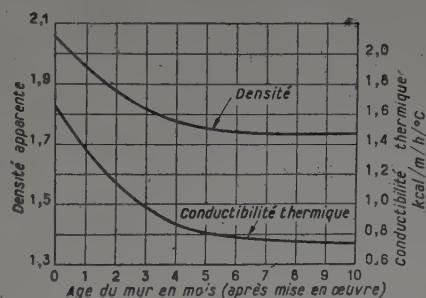


FIG. 13. — Influence du séchage sur la conductibilité thermique d'un mur en brique.

(1) J. S. CAMMERER, Der Wassergehalt organischer Dämmstoffe in Abhängigkeit von der Luft-Feuchtigkeit, Zeit. Ges. Kälte Industrie, 51, 88 (1944).

TROISIÈME PARTIE

JUSTIFICATION DES RÉSULTATS DE LA PREMIÈRE PARTIE

Matériaux métalliques.

Les tableaux ont été établis après étude des chiffres donnés par :

BROWN et MARCO, Heat transmission, New-York (1949). HEID et KOLLMAR, Die Strahlungsheizung, Halle (1943), p. 308-312.

HOYT, Metals and alloys data book, New-York (1943).

JAKOB, Heat transfer, New-York (1950), p. 108-117.

KOCH, Grundlagen des Wärmeaustausches, Dissen (1950), p. 42-48.

MC ADAMS, Transmission de la chaleur, Paris (1950).

Tous ces ouvrages ne donnent pas les résultats de mesures directes, mais constituent déjà un essai de synthèse des résultats obtenus dans différents pays. Notre choix, en cas de différences dans les données (ce qui est assez fréquent), a porté sur les études qui ont paru les plus complètes.

Matériaux non métalliques.

Données générales.

L'étude des divers matériaux est basée, outre quelques études particulières, sur les études générales signalées à propos des matériaux métalliques (sauf HOYT) et sur les publications suivantes :

BARNED (J. R.), Thermal conductivities of building materials, Commonwealth of Australia, Building Materials Research; Report n° R 2, Melbourne (1946).

WATZINGER (A.), Warmeleddningstall for Byggematerialer, Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Forskningsråd, Byggeteknisk Utralg, Rapport n° 1, Oslo (1950). Complété par des communications directes de l'auteur.

GRAF (O.), Die Baustoffe, Stuttgart (1950).

T. N. O., De Transmissiecoefficient van een aantal constructies, Werkgroep Berekening Verwarming en Ventilatie, Publicatie n° T 2, La Haye (1948).

CAMMERER (J. S.), Die konstruktiven Grundlagen des Wärme- und Kälteschutzes im Wohn- und Industriebau, Berlin (1936) (*).

SAUTTER (L.), Wärmeschutz und Feuchtigkeitsschutz im Hochbau, Berlin (1948).

A. S. H. V. E., Heating Ventilating and Air Conditioning Guide, New-York (1951).

A. S. R. E., Refrigeration fundamentals, 6^e édition, New-York (1949).

Comité Technique de l'Industrie du Chauffage et de la Ventilation. Éléments de calcul de la Transmission continue de la chaleur à travers les matériaux de construction des bâtiments, Rapport n° 2, Paris (1933) (épuisé).

GRIFFITHS (E.), The measurement of the thermal conductivity of materials used in building construction, *J. Inst. Heat. Vent. Engrs.*, 10, 106 (1942).

MIRONNEAU (L.), Isolants et technique de l'isolation (Encyclopédie du Froid), Paris (1950).

ALLCUT (J.), Thermal Conductivity tests and results, *J. Inst. Heat. Vent. Engineers*, 17, 151 (1949).

CAMMERER (J. S.), Stand der internationalen Forschung auf dem Gebiet des baulichen Wärmeschutzes, *Bauwirtschaft*, 178 (1949).

DUFTON (A. F.), Heat transmission through walls and roofs, *J. Inst. Heat. Vent. Engrs.*, 10, 70 (1942).

ainsi que de nombreux procès-verbaux d'essais des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics, et du Conservatoire National des Arts et Métiers.

De nombreux autres ouvrages ont été consultés, mais les résultats ont été ou repris ou extraits des publications précédentes.

Sur les matériaux isolants, c'est-à-dire ceux dont la densité est de l'ordre de moins de 1 500 kg/m³, nous avons en outre tenu compte de :

GRIFFITHS (E.), Some properties of insulating materials, *J. Inst. Heat. Vent. Engrs.*, 9, 177 (1941).

A. S. T. M., Symposium on thermal insulating materials, Philadelphie (1939).

X, British insulation materials, *World Refrigeration* (mai 1951).

SEIFFERT (K.), Die Problematik von Wärmeleitzahlen, *Archiv. Ges. Wärmetechnik*, 2, 49 (1951).

Pour la teneur en humidité, et son influence sur la conductibilité thermique, il a été tenu compte essentiellement (*) — outre les publications signalées pour chaque catégorie de matériaux — de :

CAMMERER (J. S.), ouvrage cité ci-dessus.

SAUTTER (L.), ouvrage cité ci-dessus.

DUFTON (A. F.), ouvrage cité ci-dessus.

SCHÜLE (W.), Wärmetechnische und wirtschaftliche Fragen im Wohnungsbau, Untersuchungen über den Feuchtigkeitsgehalt von Außenmauern in bewohnten Gebäuden, *Gesundheits-Ingenieur*, 62, 629 (1939); Wärmedurchlasszahl von Außenmauern, *Gesundheits-Ingenieur*, 62, 641 (1939).

Van ZUILEN (D.), Der Einfluss der Witterungsverhältnisse auf den Wärmedurchgangswert k, *Gesundheits-Ingenieur*, 67, 5 (1944).

HOBOM (G.), Fuktighet och Värmeisoleringsförmåga hos Byggnadsmaterial (traduction anglaise TT-95 du National Research Council of Canada, Ottawa (1949)).

CAMMERER (J. S.), Der Wärmeschutz von organischen Baustoffen unter den praktischen Verhältnissen, *Gesundheits-Ingenieur*, 59, 261 (1936).

SCHÄCKE (H.) et SCHÜLE (W.), Untersuchungen über Feuchtigkeitsdurchgang und Wasserdampfkondensation bei Baustoffen und Bauteilen, *Gesundheits-Ingenieur*, 72, 347 et 393 (1951).

BASART (A. H. M.) et MULDER (L. L.), Het kunstmatig drogen van nieuw gebouwde woningen, Commissie voor de klimaatregeling in gebouwen T. N. O., Mededeling n° 54.

JESPERSEN (H. B.), Feugtens indvirkning paa forskellige byggematerialers isoleringsevne, *Teknol. Inst. Varm. Afdeling*, Copenhague (1951).

(*) La seconde édition de cet ouvrage (1951) est parue pendant la présente étude, et n'a pu de ce fait être exploitée, mais les publications périodiques de l'auteur ayant été prises en compte, il ne semble pas que la nouvelle publication puisse apporter de modifications profondes.

(*) La liste des ouvrages essentiels ne constitue en aucune façon une bibliographie complète, mais une liste des études qui, après sélection, ont été conservées pour l'établissement du présent rapport. Une étude plus complète sur les questions d'humidité sera publiée ultérieurement.

Briques. — Outre les études précédentes, nous avons utilisé :

BRUCKMAYER (F.), CAMMERER (J. S.), RAISCH (E.), Die Wärmeleitzahl von Vollziegelwänden als Grundlage für die Bemessung von Wänden und die wirtschaftliche Bewertung neuer Baustoffe, *Heizg. Lüftg. Haustechn.*, 1, 25 (1950).

DUFTON (A. F.), Heat transmission through walls, *J. Inst. Heat. Vent. Vent. Engrs.*, 5, 82 (1937).

En ce qui concerne ce matériau, pour lequel on dispose de plusieurs centaines de résultats et qui a été particulièrement bien étudié, nous avons conclu à la nécessité de séparer briques normales et briques légères, la discontinuité entre les deux catégories correspondant à une discontinuité réelle des résultats de mesures, phénomène qui n'a pas été dégagé par les auteurs qui nous ont précédé (¹).

Les teneurs en humidité (vol. %) ont été prises égales à 0,5 % (I), 1,7 % (E) et 3,5 % (H), soit respectivement les majorations de 20 % (I), 45 % (E) et 65 % (H).

Pierres. — Sur ce sujet, nous n'avons pu trouver d'étude expérimentale systématique vraiment récente. Il semble bien en particulier qu'il y aurait lieu de revoir cette question pour toute la série des calcaires français qui sont, malgré tout, assez utilisés et pour lesquels les valeurs de conductibilité thermique que l'on donne souvent sont en général trop fortes.

Les chiffres que nous avons donnés résultent des valeurs prises dans les publications générales signalées ci-dessus. Les teneurs en humidité ont été prises variables en fonction des matériaux, et ont pour base à la fois les études générales sur l'humidité signalées ci-dessus et l'étude particulière suivante :

SCHÜLE (W.) et HENCKE (A.), Untersuchungen über den praktischen Feuchtigkeitsgehalt von Kalksandstein-Aussenwänden, *Gesundheits-Ingenieur*, 72, 219 (1951).

Cette étude donne d'intéressantes courbes de fréquence d'humidité pour des murs de grès calcareux (légers), mais les essais ayant eu lieu en août, il nous a paru nécessaire de majorer très nettement les teneurs en humidité probables.

Finalelement, nous avons adopté pour le calcaire les valeurs suivantes en teneur d'humidité (vol. %) : 2,5 % (I), 6 % (E) et 12 % (H); soit respectivement des majorations de : 55 % (I), 80 % (E) et 115 % (H). Cette méthode n'a toutefois pu être appliquée aux pierres de densité supérieure à 2 400 kg/m³, pour lesquelles les recherches systématiques sont encore actuellement insuffisantes.

Mortiers, enduits. — Nous avons utilisé les résultats généraux déjà signalés, ainsi que, pour les mortiers et les enduits extérieurs, les résultats allemands signalés ci-dessus (SCHÜLE et HENCKE).

Les teneurs en humidité ont été prises égales à :

— Pour les mortiers et les enduits extérieurs au mortier de ciment ou de chaux : 1 % (I), 3 % (E) et 7 % (H); soit des majorations sur λ de : 30 % (I), 60 % (E) et 90 % (H).

— Pour les enduits au plâtre, et les carreaux de plâtre 1 % (I), 3 % (E) et 12 % (H); soit des majorations sur λ de 30 % (I), 60 % (E) et 115 % (H), ce dernier cas correspondant par exemple aux enduits extérieurs plâtre qui se font encore dans la région parisienne.

Bétons. — Outre les publications déjà signalées, nous avons utilisé les publications suivantes :

GRAF (O.), Die Eigenschaften des Betons, Berlin (1950).

GRAF (O.), Gasbeton, Schaumbeton, Leichtkalkbeton, Stuttgart (1949).

CHEFDÉVILLE (J.), Les bétons légers, *Cah. Bâtiment*, Cahier 29 (janvier 1949).

BIREBENT (A.), Étude sur la composition et les propriétés des bétons cavernous, *Ann. I. T. B. T. P.*, n° 165 (décembre 1940).

SCHÜLE (W.) et SCHÄCKE (H.), Untersuchungen über den praktischen Feuchtigkeitsgehalt von Außenwänden aus Bimsbaustoffen, *Gesundheits-Ingenieur*, 72, 33 (1951).

Les teneurs en humidité, et leur influence sur la conductibilité thermique, sont les mêmes que pour les pierres. On a admis toutefois pour le béton vibré ou compact, bien étanche, des teneurs nettement plus faibles : 1,5 % (I), 4,5 % (E) et 9 % (H); soit des majorations sur λ de : 40 % (I), 70 % (E) et 100 % (H).

Certains résultats anciens avaient pu laisser croire à une absorption d'eau particulièrement importante pour le béton de ponce, mais il ne semble pas qu'il en soit ainsi.

Pour les bétons cellulaires spéciaux, nous avons donné des formules de la forme $\lambda = \alpha \lambda_{co}$, et une valeur de α uniforme, quelle que soit la densité. On a en fait les valeurs suivantes pour α :

BÉTON CELLULAIRE	POIDS SPÉCIFIQUE kg/m³		
	600	1 000	1 400
Au sable amorphe	0,83	0,73	0,70
Aux cendres volantes	0,66	0,60	0,57
Au laitier de haut fourneau	0,54	0,44	0,40

Bois. — Outre les publications générales signalées ci-dessus, nous avons utilisé pour ce matériau l'étude très importante suivante :

ROWLEY (F. B.), The heat conductivity of wood at climatic temperature differences, *Heating Piping Air Conditioning*, 313 (1933).

Les teneurs en humidité, en poids (²), seront de : 13 % (I), 15 % (E) et 20 % (H); soit des majorations de : 16 % (I), 19 % (E) et 25 % (H) sur le coefficient λ .

Panneaux de fibres agglomérées (liants organiques). — Nous avons adopté les mêmes valeurs que pour le bois en ce qui concerne les teneurs en eau et les majorations de conductibilité thermique.

Fibrugglos (liants minéraux). — Nous avons adopté les valeurs suivantes pour la teneur en eau (en poids) : 15 % (I), 20 % (E) et 35 % (H); soit des majorations sur λ de : 19 % (I), 25 % (E) et 40 % (H).

Plaques de tourbe. — Nous avons adopté les valeurs suivantes pour la teneur en eau (en poids) : 20 % (I), 30 % (E), 50 % (H); soit des majorations sur λ de : 25 % (I), 40 % (E) et 60 % (H).

(¹) L'indication de nos positions personnelles n'est pas provoquée par le souci de souligner l'originalité de nos études, mais par celui d'expliquer les contradictions apparentes de notre étude avec les études signalées en référence.

(²) Alors que pour les matériaux essentiellement inorganiques vus jusqu'ici, il est commode d'exprimer la teneur en eau en volume %, pour les matériaux essentiellement organiques que nous allons maintenant aborder, il vaut mieux exprimer les teneurs en eau en poids % (voir deuxième partie de la présente étude).

Plaques de liège. — Nous avons adopté les valeurs suivantes pour la teneur en eau (en poids) : 2,5 % (I), 4 % (E) et 8 % (H.); soit des majorations sur λ de : 3 % (I), 5 % (E) et 10 % (H).

Panneaux d'amiante et d'amiante-ciment. — Afin de tenir compte de l'humidité, nous avons pris pour les panneaux d'amiante les majorations valables pour le bois et, pour les panneaux d'amiante-ciment, les majorations valables pour les fibragglos (voir ci-dessus).

Panneaux de fibres (fibres non agglomérées). — Nous avons adopté les mêmes valeurs que pour le bois en ce qui concerne les majorations d'humidité.

Fibres minérales. — Il n'y a en principe sur ce matériau aucune action nette de l'humidité, sauf en cas de condensation; ce cas n'est sans doute pas improbable, mais selon l'importance des condensations et leur température (absence ou présence de glace), les variations de conductibilité thermique sont peu prévisibles. On a pris par suite des valeurs arrondies; ceci était d'autant plus nécessaire que la densité et l'épaisseur du matériau *en œuvre* sont, avec ces produits, connues avec peu de précision.

Matériaux de remplissage. — La difficulté, pour ces matériaux, réside dans la détermination des teneurs en humidité les plus probables. Quand il s'agit de matériaux minéraux, on a adopté les majorations valables pour les pierres, et quand il s'agit de matériaux à base de produits organiques les majorations valables pour ces produits (bois, liège, etc., selon le cas).

Sols (terres). — Les résultats de mesures de conductibilité thermique de sols sont assez divergents, et cela est dû en grande partie à la difficulté des mesures et à la grande importance de la teneur en humidité, laquelle dépend beaucoup des conditions géologiques du lieu.

La méthode de calcul du coefficient de conductibilité thermique des sols est due, dans son principe, à :

KERSTEN (M. S.), Thermal properties of soils, University of Minnesota, Engineering Experiment Station, Bulletin n° 21 (juin 1949).

modifiée, pour tenir compte des résultats de :

SMITH (G. S.), YAMANCHI (T.), Thermal conductivity of soils, *Heat. Piping Air Conditioning*, 22, n° 7, p. 129 (1950).

Nous avons également tenu compte de :

KRISCHER (O.), Der Einfluss von Feuchtigkeit, Körnung und Temperatur auf die Wärmeleitfähigkeit körniger Stoffe, *Beih. Gesh. Ingr.*, n° 33 (1934).

Matériaux divers, réfractaires, etc. — Les résultats sont extraits des publications générales signalées précédemment.

Pour l'Iporka, voir DURRHAMMER (W.), L'Iporka, *Revue Générale du Froid*, p. 307 (mars 1951).

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

AVRIL - MAI 1952

Cinquième Année, N°s 52-53

Série : LIANTS HYDRAULIQUES (IX).

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

MÉMOIRES SUR LA MÉCANIQUE-PHYSIQUE, DU BÉTON

IV

ÉTUDES EXPÉRIMENTALES RÉCENTES SUR LE RETRAIT DES CIMENTS ET DES BÉTONS

PAR

R. L'HERMITE,

Directeur des Laboratoires du Bâtiment
et des Travaux Publics.

J.-J. GRIEU,

Chef de Section aux Laboratoires du Bâtiment
et des Travaux Publics.

Études réalisées sur la demande et grâce à la subvention

DU CENTRE D'ÉTUDES ET DE RECHERCHES DE L'INDUSTRIE DES LIANTS HYDRAULIQUES

SOMMAIRE

	Pages.
Introduction.....	492
Essais de retrait sur des pâtes pures de ciment.....	492
Influences d'additions et de traitements sur le retrait du ciment.....	504
Retrait du béton.....	507
Conclusions	512

LABORATOIRES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

INTRODUCTION

Les travaux relatés dans ce mémoire font suite à ceux qui ont été publiés en décembre 1949⁽¹⁾ sous le titre : « Nouvelle contribution à l'étude du retrait des ciments ». Ils portent d'une part sur le retrait et la fissuration des pâtes pures de ciment à différentes hygrométries et, d'autre part, sur quelques essais relatifs au retrait des bétons.

Ces travaux forment une nouvelle contribution à la connaissance de ces phénomènes dans le but de compléter l'étude d'ensemble publiée en 1947⁽²⁾ et d'amener, nous l'espérons, à dégager des lois d'utilisation pratique permettant de prévoir les modalités et les conséquences du retrait dans les constructions en béton.

ESSAIS DE RETRAIT SUR DES PATES PURES DE CIMENT

1^o Généralités.

L'appareillage de mesure du retrait des ciments est décrit dans une précédente publication⁽¹⁾.

Les dimensions des éprouvettes sont de :

31,6 × 31,6 × 100 mm.

La conservation a été faite à température constante de 18 à 20° C.

⁽¹⁾ *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux publics.*
Série Liants Hydrauliques, n° 5.

L'humidité dans les différentes chambres de conservation était de :

35 %, 50 %, 75 % et eau.

Deux ciments du commerce ont été utilisés, leurs caractéristiques mesurées suivant la norme AFNOR étaient les suivantes :

⁽²⁾ *Le retrait des ciments, mortiers et bétons. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux publics. Circulaire F 37 du 2 juin 1947.*

RÉSUMÉ

Le présent mémoire est le résultat de cinq années de travaux sur le retrait des ciments et des bétons.

La perte d'eau d'un ciment ou d'un béton répond à la loi de Fourier qui régit la perte de chaleur d'un solide à température uniforme.

Le retrait d'un ciment est fonction de l'eau évaporée et d'un coefficient qui dépend de l'état d'hydratation du ciment. Ce coefficient est variable dans le temps.

Le retrait d'un béton semble, pour une même granulométrie, être proportionnel au dosage et proportionnel au retrait du ciment en pâte pure, utilisé pour sa confection. Il croît avec la quantité d'eau de gâchage.

Le gonflement des ciments et bétons, qui se produit en présence d'un grand excès d'eau, se poursuit très longtemps : après plus de quatre ans, des éprouvettes conservées dans l'eau s'allongent encore et les déformations tendent à se poursuivre suivant une loi logarithmique du temps.

L'adjonction d'un accélérateur de prise tel que le chlorure de calcium à l'eau de gâchage du ciment accroît considérablement dans le jeune âge l'amplitude des déformations.

Pour le béton, l'accroissement est moins important et en ne dépassant pas 2 % du poids de ciment, et en prenant toutes précautions nécessaires pour éviter la dessiccation, il n'y aura pas d'inconvénients à utiliser le chlorure de calcium comme accélérateur de prise.

La fissuration est un phénomène superficiel consécutif au gradient d'évaporation et de retrait. Il peut être évité simplement par application d'une membrane superficielle composée d'une teinture ou vernis de protection contre l'évaporation en surface.

SUMMARY

The present memorandum is the result of five years of work on the shrinkage of cements and concretes.

The loss of water in a cement or a concrete obeys FOURRIER'S law, which governs the loss of heat in a solid at an uniform temperature.

The shrinkage of a cement is a function of evaporated water and of a coefficient which depends on the cement's state of hydration. This coefficient varies with time.

The shrinkage of a concrete, for the same grain classification, seems to be proportional to the proportioning of its constituents and to the shrinkage of cement used in its making with the cement in the form of pure paste. The shrinkage increases with the quantity of mixing water.

The swelling of cements and concretes, which occurs in the presence of a large excess of water, continues for a very long period. After more than four years, some test specimens cured in water are still elongating and the deformations tend to continue according to a time logarithmic law.

The addition of a setting accelerator, such as calcium chloride, to the cement mixing water increases considerably the amplitude of the deformations during the early stages.

The increase is smaller for concrete and there should be no drawbacks in using calcium chloride as setting accelerator, provided that it does not exceed 2 per cent of cement by weight and that all necessary precautions are taken to avoid desiccation.

Cracking is a surface phenomenon, consequent on the evaporation gradient and on shrinkage. It may be avoided by the simple addition of a surface membrane consisting of a protective dye or varnish against surface evaporation.

Ciment A.

NATURE DE L'ESSAI	RÉSISTANCE EN kg/cm ² DU MORTIER PLASTIQUE 1/3		
	2 j	7 j	28 j
Compression.....	135-140 145-145 145-150 } médiane 145	270-275 275-275 290-300 } médiane 275	365-370 370-370 380-380 } médiane 370
Traction.....	17,1-17,6 18,9-19,1 19,1-20,2 } médiane 19,0	27,9-28,1 28,4-29,1 31,5-35,4 } médiane 28,7	36,1-36,3 37,2-38,6 38,9-39,6 } médiane 37,9

Ciment A.

Densité apparente 1,065
 Poids spécifique 3,04
 Durée de prise { début 5 h 10 min
 fin 9 h 10 min
 Eau de gâchage de la pâte normale. E/C = 0,260

Granulométrie au flouromètre (fig. 1).

Surface spécifique à l'appareil de Blaine : 2 262 cm²/g.

Essais mécaniques suivant norme AFNOR :

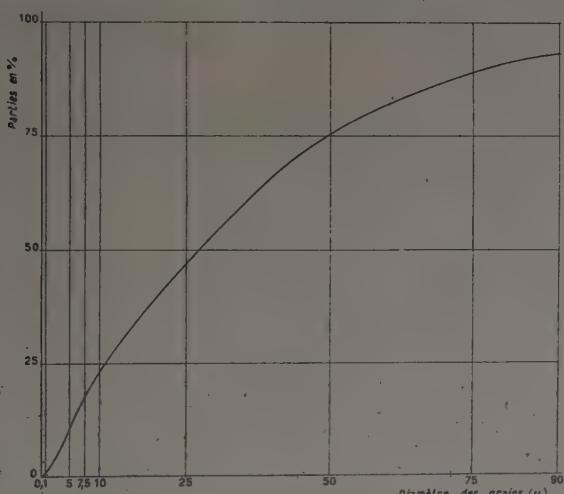


FIG. 2. — Courbe granulométrique du ciment B.

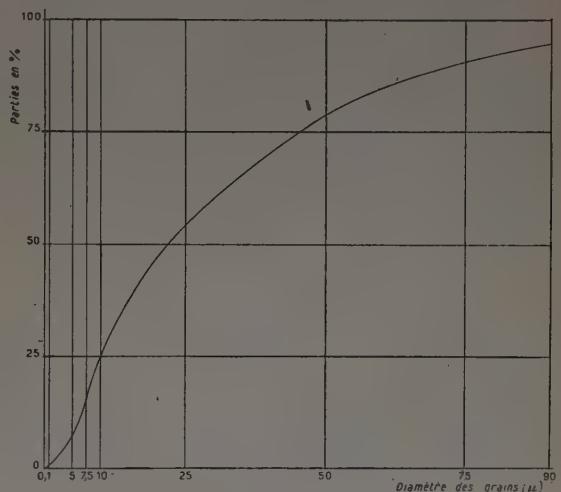


FIG. 1. — Courbe granulométrique du ciment A.

Ciment B.

Densité apparente 1,067
 Poids spécifique 3,06
 Durée de prise { début 3 h
 fin 6 h
 Eau de gâchage de la pâte normale. E/C = 0,266

Granulométrie (fig. 2).

Surface spécifique à l'appareil de Blaine : 2 361 cm²/g.

Essais mécaniques suivant norme AFNOR :

Ciment B.

NATURE DE L'ESSAI	RÉSISTANCE EN kg/cm ² DU MORTIER PLASTIQUE 1/3		
	2 j	7 j	28 j
Compression.....	175-175 185-190 190-195 } médiane 185	370-375 375-385 390-390 } médiane 380	380-390 420-430 440-440 } médiane 425
Traction.....	18,1-19,7 20,0-21,3 21,6-22,8 } médiane 20,6	31,1-31,4 32,2-34,2 34,5-35,0 } médiane 33,2	38,5-39,0 41,7-41,8 42,1-42,2 } médiane 41,7

Les ciments ont été, jusqu'à la date de l'essai, conservés dans des récipients étanches.

Le gâchage a toujours été effectué à la main avec une quantité d'eau distillée correspondant à la consistance normale : soit 0,260 pour le ciment A et 0,266 pour le ciment B.

Ciments divers.

Des ciments d'origines commerciales diverses ont été essayés du point de vue de leur retrait et de leur fissuration. Les résultats ont été utilisés au point de vue statistique.

2^e Essais d'évaporation et de retrait suivant l'hygrométrie.

Dans le précédent mémoire (1), nous avons étudié l'évaporation et le retrait de quelques ciments pour une hygrométrie de 50 %. La nouvelle étude a, entre autres buts, celui de déterminer la variation de ces phénomènes en fonction de l'hygrométrie.

La quantité d'eau évaporée sous une hygrométrie extérieure θ peut être représentée sous la forme :

$$\epsilon = \varphi(\theta) \Psi(t)$$

où :

$\Psi(t)$ est une fonction dépendant du temps depuis la mise à l'air, et
 $\varphi(\theta)$ une fonction dépendant seulement de l'hygrométrie relative de l'atmosphère.

On a pu montrer dans le précédent mémoire que $\Psi(t)$ était de la forme empirique :

$$\Psi(t) = 1 - e^{-\alpha t^{1/3}}$$

où α est un coefficient : $\alpha = \frac{\gamma}{D}$ qui dépend de la dimension du prisme et d'un coefficient d'évaporation γ variable avec l'âge de mise à l'air.

Considérons maintenant les évaporations limites pour $t \rightarrow \infty$ et $\Psi(t) \rightarrow 1$. Appelons ϵ_a la quantité d'eau absorbée après un tel séjour dans l'eau. Cette quantité d'eau correspond au remplacement de l'eau combinée par l'eau absorbée venant de l'extérieur, moins le volume réduit de celle-ci. Appelons ϵ_0 la quantité d'eau initiale. Dans le cas d'un solide inerte, nous devons avoir simplement comme eau évaporée limite :

$$\epsilon_l = (1 - \theta) \epsilon_0.$$

Or, si une partie de cette eau n'est pas évaporable, nous devons remplacer ϵ_0 par $\epsilon_0 - \epsilon_h$ et $\epsilon_l = (1 - \theta)(\epsilon_0 - \epsilon_h)$.

La quantité ϵ_h , perte d'eau par l'intérieur, dépend vraisemblablement d'un équilibre qui doit se produire entre la vitesse d'évaporation et la vitesse de fixation. Nous verrons plus loin que le calcul empirique nous donne à chaque instant :

$$\epsilon_h = \epsilon_{a(0)} + \theta \epsilon_{a(n)} \left[\frac{\epsilon_{a(t)} - \epsilon_{a(0)}}{\epsilon_{a(n)}} \right]^{1/3}$$

(1) Voir note (2) p. 492.

où

$\epsilon_{a(0)}$ est l'eau absorbée depuis le moment de mise à l'eau jusqu'au moment de mise à l'air;
 $\epsilon_{a(t)}$ est l'eau qui aurait été absorbée pendant un séjour dans l'eau correspondant au même séjour dans l'air;
 $\epsilon_{a(0)} + \epsilon_{a(n)}$ est l'eau maximum absorbée pendant un séjour illimité dans l'eau.

Si nous atteignons la limite, c'est-à-dire $t \rightarrow \infty$ la quantité d'eau totale absorbée est $\epsilon_h = \epsilon_{a(0)} + \theta \epsilon_{a(n)}$ et l'eau totale évaporable est :

$$\epsilon_l = \epsilon_0 + \epsilon_{a(0)} - \epsilon_{a(0)} - \theta \epsilon_{a(n)} = \epsilon_0 - \theta \epsilon_{a(n)},$$

L'eau évaporée pour une hygrométrie θ est effectivement à la limite :

$$\epsilon_l = (1 - \theta) (\epsilon_0 - \theta \epsilon_{a(n)})$$

et, finalement, la loi d'évaporation en fonction du temps est :

$$\epsilon = (1 - \theta) (\epsilon_0 - \theta \epsilon_{a(n)}) (1 - e^{-\alpha t^{1/3}}).$$

Le coefficient α n'est pas une constante, mais dépend de l'âge de mise à l'air, c'est-à-dire de la variation du coefficient d'évaporation. D'après les résultats expérimentaux $\alpha = K a^{-1/3}$ où a est l'âge de mise à l'air. Si t est le temps compté depuis le gâchage et a l'âge de mise à l'air compté également depuis le gâchage, l'expression générale de l'évaporation est :

$$\epsilon = (1 - \theta) (\epsilon_0 - \theta \epsilon_{a(n)}) \left[1 - e^{-K \left(\frac{t-a}{a} \right)^{1/3}} \right].$$

On pourrait être tenté de relier α à la quantité de ciment hydraté ou à l'eau d'hydratation correspondante au moment de la mise à l'eau. On en tirerait une expression de la forme :

$$\alpha = e^{-K' a^{1/3}}$$

soit avec une certaine approximation $\alpha = K a^{-1/3}$ avec $K < K'$. Mais il nous a paru plus simple d'opérer avec l'expression indiquée, quitte à attribuer à K une valeur différente de K' .

Si l'on écrit : (1).

$$\varphi(x) = 1 - e^{-Kx^{1/3}}$$

on remarque que l'expression de l'eau absorbée pendant un séjour continu dans l'eau, répond également à la loi :

$$\epsilon_a = \epsilon_A \varphi'(t - 1)$$

avec un coefficient K' qui dans les présentes expressions peut être pris égal à K .

Ce qui permet d'écrire :

$$\epsilon_{a(n)} = \epsilon_A [1 - \varphi'(a - 1)]$$

de sorte que la loi d'évaporation est :

$$(1) \quad \boxed{\epsilon = (1 - \theta) [\epsilon_0 - \theta \epsilon_A [1 - \varphi'(a - 1)] \varphi \left(\frac{t-a}{a} \right)]}$$

(1) Nous avons donné sur la figure 12 les valeurs des fonctions $(1 - e^{-x})$ et $(1 - e^{-x^{1/3}})$ qui faciliteront les calculs numériques.

où :

$$\epsilon_A \text{ est la quantité limite d'eau absorbée, et} \\ \epsilon_0 \text{ l'eau de gâchage : } \epsilon_0 = \frac{E/C}{1 + E/C}$$

On trouvera sur la figure 3, les variations de teneur en eau du ciment A, sur les figures 4 et 5, celles du ciment B, sur la figure 6 celles du ciment dont les premiers essais avaient fait l'objet de notre précédent mémoire et qui ont duré plus de quatre ans. On voit la parfaite correspondance des courbes théoriques et des résultats expérimentaux. Les variations sont de l'ordre de grandeur des erreurs de mesure.

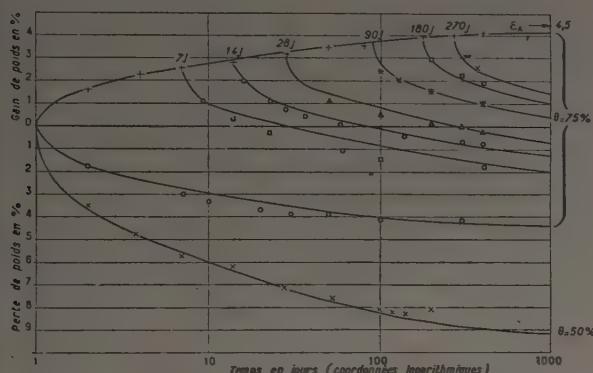


FIG. 3. — Variations de la teneur en eau du ciment A à 50 % et à 75 % d'humidité après différentes durées de maintien dans l'eau. $K = 0,43$.

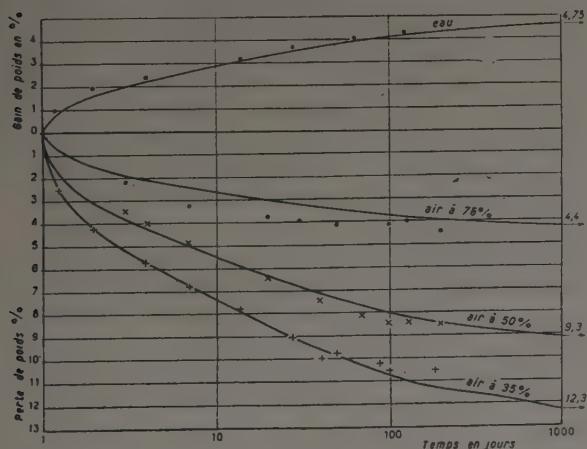


FIG. 4. — Variations de la teneur en eau du ciment B desséché dans différentes atmosphères. $K = 0,52$ $e/c = 0,266$.

Nous avons trouvé pour les différents ciments les valeurs de K suivantes :

Ciment A	$K = 0,43$
Ciment B	$K = 0,52$
Ciment ancien	$K = 0,55$

Il reste maintenant à examiner la question du retrait. Rappelons que, d'après notre précédente théorie, inspirée des idées de M. FREYSSINET, le retrait est provoqué par une tension de la phase liquide déterminée par une mise en équilibre de celle-ci avec l'atmosphère ambiante. Mais la répartition irrégulière des tensions ainsi provoquées

et leur effet retardé sur les déformations rendent très difficile une formulation exacte qui conduirait à l'introduction de nombreux paramètres.

Après avoir consciencieusement examiné toutes les possibilités que nous donnait la théorie, nous avons dû abandonner son utilisation car elle ne semblait pas pouvoir, de toute manière, expliquer plusieurs anomalies importantes. Nous avons dû nous en remettre à une étude phénoménologique directe. En premier lieu, nous avons constaté que, pour un grand nombre de pâtes pures de

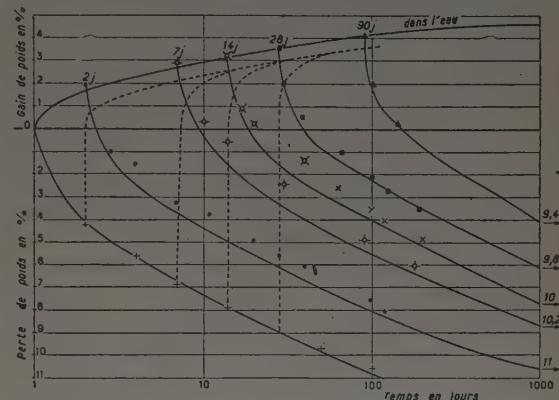


FIG. 5. — Variations de la teneur en eau du ciment B mis à l'air après différentes périodes de séjour dans l'eau. $K = 0,52$.

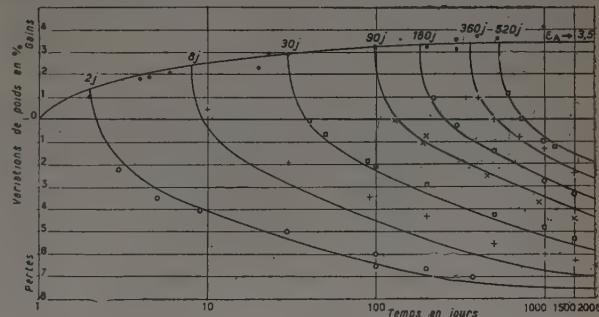


FIG. 6. — Variations de la teneur en eau d'un ciment gâché avec $e/c = 0,25$ et conservé à 50 % d'humidité après différentes durées de maintien dans l'eau. Durée de l'essai : 4 ans, 3 mois. $K = 0,55$.

ciment, le retrait à un âge avancé dans différentes atmosphères est sensiblement proportionnel à la perte d'eau et, en tout cas, n'est pas proportionnel à $\theta \log(1 - \theta)$ comme le voudrait la théorie précédente.

C'est donc que $\Delta \approx \lambda \epsilon$ où λ est un coefficient de proportionnalité.

Mais en regardant les choses de plus près, on constate que si, pour un âge de mise à l'air donné et pour un temps de conservation donné, λ prend une valeur sensiblement constante, cette valeur varie avec l'âge a et le temps t .

Elle augmente avec a pour t constant et avec t pour a constant. Ceci était contraire à toute attente et nous a passablement surpris. Enfin, nous avons constaté que le phénomène de gonflement qui se produit au cours du séjour dans l'eau est entièrement indépendant du retrait proprement dit. Il ne semble pouvoir se produire qu'en présence d'un excès d'eau et s'arrête au moment de la mise à l'air même pour une atmosphère presque saturée.

Le gonflement ne peut donc s'ajouter algébriquement au retrait que pour sa valeur initiale au moment de la mise à l'air. Si, en tout cas, ce gonflement persiste pendant un certain temps dans les parties du ciment non encore touchées par l'évaporation, ceci ne semble pas avoir une influence appréciable sur l'ensemble des phénomènes au delà de quelques jours.

La variation inattendue du coefficient de proportionnalité λ fait que pour une évaporation égale le retrait est plus grand pour un ciment conservé plus longtemps dans l'eau et pour un ciment conservé dans une atmosphère plus humide. Ce coefficient est donc d'autant plus grand qu'il y a dans le ciment plus d'eau combinée.

Pour tirer de cette constatation une relation de cause à effet, il n'y a qu'un pas. Nous avons donc émis l'hypothèse que λ est proportionnel à la quantité d'eau combinée. Mais il y a ici une contradiction : l'évaporation se fait, à l'exclusion de l'eau combinée d'une part et d'autre part le retrait est d'autant plus élevé pour une évaporation identique que l'eau combinée est en plus grande quantité.

C'est donc qu'il ne faut pas faire une distinction tellement absolue entre l'eau combinée et l'eau évaporable. Les molécules d'eau ne sont pas toutes liées de la même façon à la structure hydratée. Une partie de l'eau qui s'évapore est liée à la structure solide en formation, et réduit d'autant le volume de cette structure par son départ. On retrouve ici l'idée de l'eau zéolitique émise par certains auteurs (M. LAFUMA).

Finalement le retrait doit être donné par une expression du genre :

$$(2) \quad [\Delta = \lambda \epsilon_h \epsilon]$$

où λ a la dimension inverse d'un volume. Il faut chercher maintenant l'expression de ϵ_h . A défaut d'une expression précise, nous avons opéré d'une manière purement empirique pour faire correspondre les coefficients λ trouvés avec les valeurs tirées des mesures de l'eau absorbée ϵ_a .

La fonction qui, tant bien que mal, donne des valeurs acceptables, est la suivante :

$$(3) \quad \epsilon_h = \epsilon_{h(0)} + \theta \epsilon_{h(n)} \left[\frac{\epsilon_{a(t)} - \epsilon_{a(0)}}{\epsilon_{a(n)}} \right]^{1/0}$$

que l'on peut développer en $\varphi(t)$ si, comme dans le cas présent $K' = K$, pour obtenir λ , en faisant :

$$\epsilon_h = \epsilon_{h0} + \epsilon_\lambda$$

$$(4) \quad \lambda = \lambda_0 \{ 1 + Q[\varphi(a-1) + \theta(\varphi(t-1) - \varphi(a-1))^{1/0}] \}$$

où Q est une constante.

Pour la mise à l'air à 1 jour, on a $\varphi(a-1) = 0$ et :

$$\lambda = \lambda_0 \{ 1 + Q\theta[\varphi(t-1)]^{1/0} \}$$

qui, pour $t \rightarrow \infty$ tend vers

$$\lambda_a = \lambda_0 [1 + Q\theta]$$

et pour $t = 0$, vers $\lambda_b = \lambda_0$.

Pour la mise à l'air à un âge avancé, on a :

$$\varphi(t-1) - \varphi(a-1) \approx 0$$

et :

$$\varphi(a-1) \rightarrow 1$$

de sorte que :

$$\lambda_c = \lambda_0 (1 + Q).$$

D'après notre hypothèse, λ_b est proportionnel à l'eau ϵ_{h0} déjà combinée à l'âge $a = 1$, λ_c est proportionnel à l'eau totale combinée dans une conservation indéfinie dans l'eau :

$$\frac{\epsilon_{h0}}{\epsilon_{h0} + \epsilon_A} = \frac{1}{1+Q}$$

$$\epsilon_{h0} = \frac{\epsilon_A}{Q}.$$

Il ne nous paraît cependant pas qu'il faille considérer cette relation d'une manière par trop rigoureuse, car la formule (3) est, rappelons-le, purement empirique et la détermination que l'on peut faire de la constante Q pour un ciment est assez approximative.

C'est en partant de la relation (4) dans laquelle entrent deux constantes à ajuster, λ_0 et Q , que nous avons fait le calcul des retraits des trois ciments déjà étudiés au point de vue de leur évaporation.

La figure 7 donne les retraits du ciment A. On y trouve une assez bonne concordance entre les calculs théoriques et l'expérience. L'ajustement a été fait sur la courbe $\theta = 0,50$, $a = 1$, avec $\lambda_0 = 6,9 \times 10^{-8}$ et $Q = 3,5$.

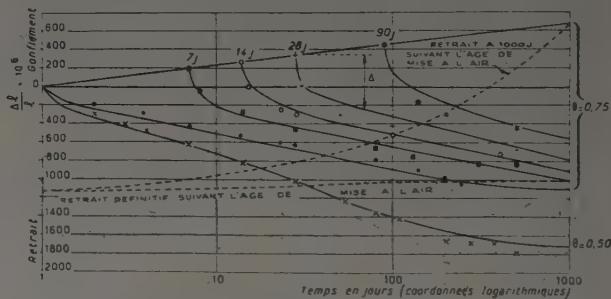


Fig. 7. — Retraits du ciment A à 50 % et 75 % d'humidité après différentes durées de maintien dans l'eau.

Il en résulte que les plus grandes différences ont lieu pour $\theta = 0,75$ et $a = 90$ jours, mais les erreurs restent admissibles. Sur cette figure, nous avons marqué les retraits probables à 1 000 jours en fonction de l'âge de mise à l'air et les retraits définitifs. On voit que, si la théorie émise est exacte, le retrait définitif ne diminue que relativement peu lorsque la conservation à l'eau est prolongée jusqu'à 1 000 jours. Mais ces derniers retraits sont produits au bout d'un temps considérable. En effet, la variable temps intervient principalement sous la forme $\frac{t-a}{a}$, soit pour t grand devant a : $\frac{t}{a}$. On peut dire en première approximation que, toutes choses égales d'ailleurs, il faudra, pour obtenir un retrait déterminé, un temps de conservation à l'air multiplié par le temps de conservation à l'eau. Par exemple, si pour une mise à l'air à 1 jour, il faut 100 jours pour obtenir 90 % du retrait total, pour une mise à l'air à 30 jours, il faudra $100 \times 30 = 3 000$ jours pour obtenir la même proportion du retrait total.

Les figures 8 et 9 donnent les retraits du ciment B. L'ajustement a été fait sur la courbe $\theta = 0,75$, $a = 1$ de la figure 4 avec $\lambda_0 = 18,5 \times 10^{-8}$ et $Q = 1$. On voit que les aberrations les plus grandes ont lieu, sur les autres courbes de la même figure, pour les âges inférieurs à

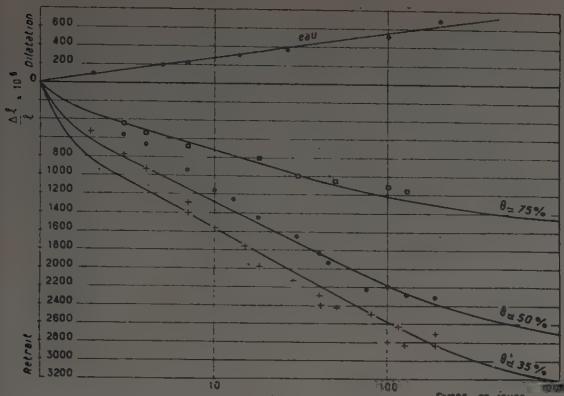


FIG. 8. — Retraits du ciment B à différentes hygrométries pour une mise à l'air de 1 jour. $\lambda_0 = 18,5 \times 10^{-3}$ $Q = 1$.

10 jours. C'est vraisemblablement un effet de l'imperfection de la formule d'hydratation et, en outre, des tensions internes qui, dans une dessication rapide, ne produisent pas sur l'axe central de l'éprouvette les réactions correspondant à l'établissement de la moyenne considérée dans la formule. On retrouve la même imperfection sur la courbe $a = 2$ jours de la figure 9 tandis que les autres courbes coïncident presque exactement.

La figure 10 donne les retraits du ciment dont les premiers essais avaient fait l'objet du précédent mémoire. Ces essais ayant duré plus de quatre ans, les résultats sont forts intéressants à examiner.

L'ajustement a été fait, d'une part sur la courbe $a = 2$ jours et d'autre part sur le retrait à 1 500 jours de la courbe $a = 520$ jours avec $\lambda_0 = 14,0 \times 10^{-3}$ et $Q = 1$.

On voit que la coïncidence n'est pas parfaite, mais les mesures sont également assez dispersées. Les retraits semblent être plus rapides que ceux que donne la théorie, et un meilleur ajustement pourrait être éventuellement fait d'une manière différente. On comparera avec intérêt ces courbes avec celles de la figure 16 de notre précédent mémoire, obtenues suivant une théorie toute différente. Ce qu'il y a d'intéressant à remarquer, c'est le gonflement continu du ciment dans l'eau qui n'est pas arrêté ≥ 1 400 jours et qui se poursuit suivant une loi du type :

$$\Delta = N \log t.$$

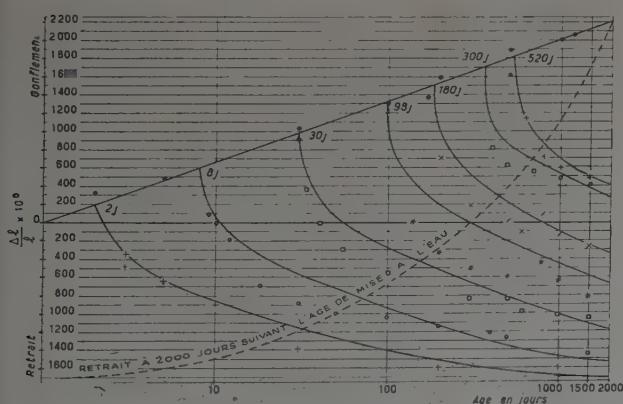


FIG. 10. — Retraits d'un ciment gâché avec $e/c = 0,25$ et conservé à 50 % d'humidité après différentes durées de maintien dans l'eau. Durée des essais 4 ans, 3 mois. $\lambda = 14 \times 10^{-3}$ $Q = 1$.

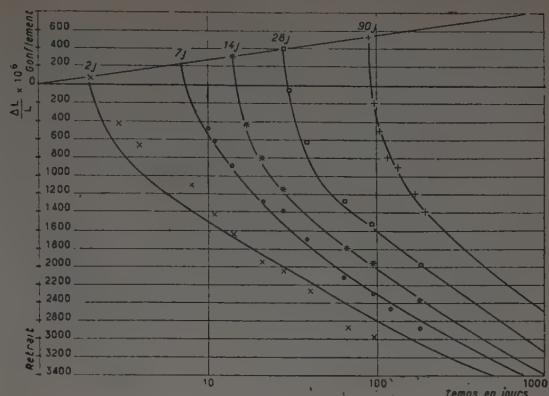


FIG. 9. — Retraits du ciment B conservé dans l'eau pendant différentes durées et mis ensuite à l'air à 35 %.

Il est certain que l'application des formules précédentes est un peu compliquée pour un usage courant et nécessite la connaissance des constantes λ_0 , Q , K et K' (qui peut être différent de K), elle nécessite également une connaissance exacte de l'eau de gâchage, ce qui n'est pas toujours le cas vu l'irrégularité possible du malaxage et la variation que celle-ci peut subir entre le gâchage et le début de l'essai.

Le problème qui se pose généralement est le suivant :

Connaissant les retraits pendant un délai assez court (30 jours par exemple) et les évaporations correspondantes, en déduire le retrait final et les retraits possibles suivant les conditions de conservation.

Pour ceci, suivant la méthode d'essai normale, on dispose de deux groupes de courbes (fig. 11 a et b).

Les courbes de perte de poids dans l'air à 50 % et de gain de poids dans l'eau.

Les courbes de retrait dans l'air à 50 % et de gonflement dans l'eau.

Appelons λ_t le coefficient de proportionnalité au temps t : $\lambda_t = \frac{\Delta_t}{\varepsilon_t}$.

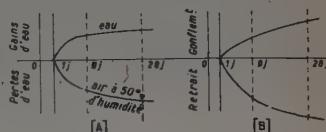


FIG. 11.

Nous savons que $\lambda_t = \lambda_0 \left[1 + \frac{Q}{2} \left(\frac{\varepsilon_a(t)}{\varepsilon_a} \right)^2 \right]$ donc pour deux périodes t et t' , soit 27 et 8 jours après la mise à l'air.

$$\lambda_{28} - \lambda_9 = \frac{\lambda_0 Q}{2} \left[\frac{\varepsilon_a^{27}}{\varepsilon_a^{27}} - \frac{\varepsilon_a^{8}}{\varepsilon_a^{8}} \right]$$

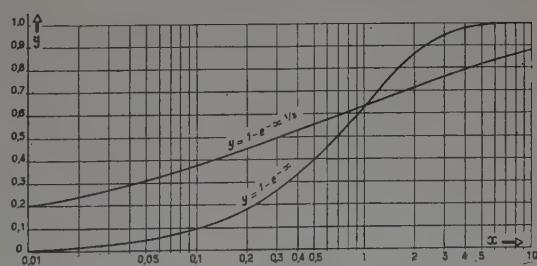


FIG. 12. — Fonctions $\varphi(x) = 1 - e^{-x^{1/3}}$
 $\varphi'(x) = 1 - e^{-x}$.

pour deux autres périodes $t = \infty$ et $t = 28$.

$$\lambda_{\infty} - \lambda_{28} = \frac{\lambda_0 \Omega}{2} [1 - \frac{\varphi'(s)^2}{\varphi'(27)^2}]$$

de sorte que :

$$\lambda_{\infty} = \lambda_{28} + (\lambda_{28} - \lambda_0) \frac{1 - \frac{\varphi'(s)^2}{\varphi'(27)^2}}{\frac{\varphi'(27)}{\varphi'(s)}}.$$

La première opération consiste donc à déterminer les coefficients λ_{28} et λ_0 et les valeurs de φ' ; pour obtenir celles-ci, il est indispensable de connaître le coefficient K' . Celui-ci peut être tiré directement de la courbe d'augmentation de poids dans l'eau ϵ_a en faisant le rapport :

$$\frac{\epsilon_a(s)}{\epsilon_a(28)} = \frac{\varphi'(s)}{\varphi'(28)}.$$

Ce rapport étant connu, on en déduira la valeur de K' dont la courbe est donnée en fonction de cette variable

sur la figure 13. Les valeurs $\rho = \frac{1 - \frac{\varphi'(27)^2}{\varphi'(s)^2}}{\frac{\varphi'(27)}{\varphi'(s)}}$ sont données sur la figure 14.

Pratiquement les valeurs de K' s'échelonnent entre 0,30 et 0,70 et le plus souvent autour de 0,50. Ceci veut dire qu'en première approximation on peut prendre $\rho = 2,15$.

Le coefficient ρ étant ainsi déterminé, on peut en tirer facilement λ_{∞} . Celui-ci connu, il reste à déterminer ϵ_t pour connaître le retrait maximum après une mise à l'air à 1 jour : $\Delta t^1 = \lambda_{\infty} \epsilon_t$.

Le calcul de ϵ_t pourrait être tiré de la connaissance de K d'après le rapport $\frac{\epsilon_a(s)}{\epsilon_a(28)}$ mais on tombe généralement sur des chiffres trop bas car l'évaporation est souvent générée au début de l'expérience par des accidents secondaires tels que la proximité d'autres éprouvettes dans la chambre sèche. Il est préférable de calculer ϵ_t suivant la formule théorique :

$$\epsilon_t = \frac{1}{2} \left[\frac{E/C}{1 + E/C} - \frac{\epsilon_a}{2} \right]$$

puisque $\epsilon_a = \frac{\epsilon_a(28)}{\varphi'(28)}$ est une valeur connue, la détermination est immédiate.

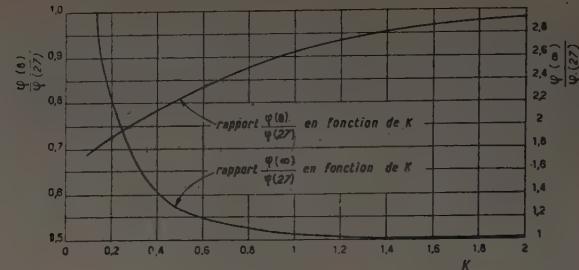


FIG. 13.

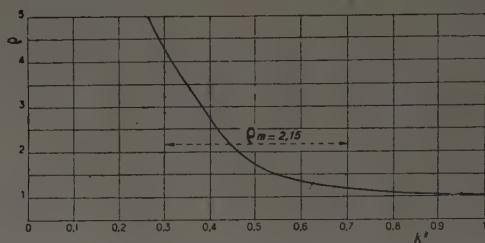


FIG. 14. — Valeur du rapport $\rho = \frac{1 - \frac{\varphi'(s)^2}{\varphi'(27)^2}}{\frac{\varphi'(27)}{\varphi'(s)}}$ en fonction de K .

A titre d'exemple, nous avons étudié un certain nombre de ciments essayés au Laboratoire. Les résultats du calcul sont donnés ci-après pour $\theta = 0,50$ (1).

On remarque dans ce tableau quelques anomalies : le ciment 1 n'est vraisemblablement pas un super, car il donne un retrait de l'ordre de celui des (250/315); le ciment 13 est certainement un H. R. I. ou tout au moins un ciment anomal car il présente un retrait considérable (1 880 à 28 jours). Ces exceptions étant faites, on peut remarquer :

(1) Pour faciliter le calcul, $\frac{\Delta t}{t}$ est multiplié par 10^6 (microns par mètre), ϵ est multiplié par 100 (en %), λ est multiplié par 10^4 .

NUMÉRO du ciment	DÉSI- GNAISON commer- cielle	E/C consis- tance normale	COEFFI- CIENT K'	RETRAIT À		COEFFICIENTS		COEFFICIENTS			ϵ_A	ϵ_t	RETRAIT probable $\frac{1}{t} \Delta t$	TEMPS de fissu- ration δt en j
				9 j	28 j	λ_0	λ_{28}	ρ	λ_{∞}	λ_0				
1	Super	0,274	0,65	1 450	1 860	156	182	1,25	214	100	2,75	10	2 140	1,3
2	Super	0,264	0,67	1 240	1 850	265	290	1,20	320	213	3,30	10,2	3 250	0,66
3	Super	0,258	0,35	1 150	1 800	310	355	3,5	413	320	4,30	9,2	3 950	0,25
4	H. R. I.	0,28	0,65	1 320	1 920	255	282	1,25	315	200	3,75	10	3 150	0,66
5	H. R. I.	0,28	0,45	1 640	2 210	315	335	2,15	378	285	5,1	9,8	3 700	0,55
6	H. R. I.	0,262	0,50	1 300	2 200	255	315	1,75	420	157	4,8	9,0	3 350	0,50
7	H. R. I.	0,264	0,67	1 250	1 800	337	350	1,20	365	312	3,8	9,3	3 400	0,92
8	H. R. I.	0,268	0,60	1 260	1 850	285	300	1,40	391	250	3,4	9,6	3 100	0,38
9	H. R. I.	0,268	0,50	1 640	2 500	365	380	1,75	406	340	3,65	9	3 650	0,46
10	250/315	0,264	0,65	1 100	1 580	240	255	1,25	274	206	3,25	8,8	2 400	0,46
11	250/315	0,270	0,55	800	1 250	131	180	1,50	255	40	4,50	9,5	2 420	1,17
12	250/315	0,268	0,67	1 150	1 560	183	214	1,25	254	114	3,05	9,75	2 480	1,29
13	250/315	0,285	0,20	1 580	1 880	410	410	410	410	410	4,70	9,80	4 000	0,60
14	250/315	0,255	0,67	1 240	1 940	250	275	1,25	306	195	3,8	9,1	2 780	0,83
15	250/315	0,265	0,90	1 100	1 650	234	246	1,05	258	111	4,45	9,4	2 430	1,17

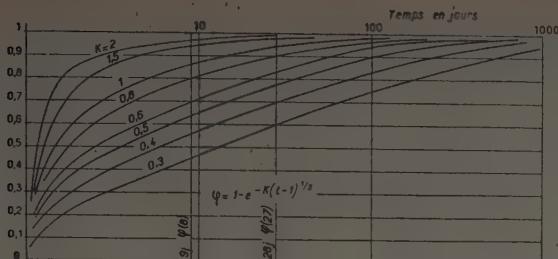


Fig. 15. — Fonctions $\phi = 1 - e^{-K(t-t')^{1/3}}$ pour différentes valeurs de K en coordonnées logarithmiques du temps. Age de mesure : $t + 1$.

1^o Une grande variation de K' , apparemment indépendante de la nature du ciment.

2^o Le coefficient ρ varie entre 1,20 et 5,5 pour les super et les H. R. I., avec une moyenne de 2,15, ce qui montre une très large variation.

3^o Le coefficient ρ varie entre 1,05 et 1,50 avec une moyenne de 1,22 pour les (250/315), soit une beaucoup plus grande régularité.

4^o Le coefficient λ_∞ varie pour les super et les H. R. I. entre 315 et 420 avec une moyenne de 390.

5^o Le coefficient λ_∞ varie pour les (250/315) entre 254 et 306 avec une moyenne de 270.

6^o Le retrait final Δ_∞^1 varie entre 3 150 et 4 000 pour les super et les H. R. I. avec une moyenne de 3 525.

7^o Le retrait final Δ_∞^1 varie entre 2 400 et 2 780 pour les (250/315) avec une moyenne de 2 500.

8^o On peut, en élargissant légèrement les limites indiquées, dire, comme conclusion, que les super et les H. R. I. se distinguent au point de vue du retrait des (250/315) de la manière suivante :

Super et H. R. I....	λ_∞ compris entre 310 et 420
Ciments (250/315)...	λ_∞^1 compris entre 3 000 et 4 000
	λ_∞ inférieur à 310
	Δ_∞^1 inférieur à 3 000

On remarquera que cette distinction ne peut pas être faite à 28 jours et que l'extrapolation sur le retrait final est nécessaire.

3^o Essais de retrait arrêté et alterné.

Lorsqu'après un séjour dans l'air, le ciment est replacé dans l'eau, il gonfle. Il gonfle d'une part comme il le ferait pendant un séjour continu dans l'eau et, d'autre part, parce qu'une partie du retrait est réversible (fig. 16). A la limite, la partie de retrait irréversible Δ_1 est donnée par la différence entre les courbes G et Δ à la limite, pour t_∞ . Le retrait réversible est $\Delta_R = \Delta - \Delta_1$.

Nous savons que le retrait au temps a est donné par l'expression :

$$\Delta_a = \lambda_0 \frac{\varepsilon_{h_0} + \varepsilon_a}{\varepsilon_{h_0}} \varepsilon = \lambda_a \varepsilon$$

où ε_{h_0} représente l'eau entrée en hydratation à l'origine de la mise à l'air et, ε_a l'eau combinée pendant la mise à l'air. Mais cette eau combinée pendant la mise à l'air est proportionnelle à la partie de ciment qui a été hydratée pendant cette période. Cette partie de ciment n'a pas lieu de reprendre de l'eau pendant la mise à l'eau. Puisque

la reprise d'eau est égale à l'eau évaporée, nous devons écrire la déformation de retour :

$$\Delta_R = \lambda_0 \varepsilon \quad \text{et} \quad \frac{\Delta_R}{\Delta} = \frac{\lambda_a}{\lambda_0}$$

Le coefficient d'origine λ_0 est déterminé, connaissant λ_∞ et λ_a , par l'expression :

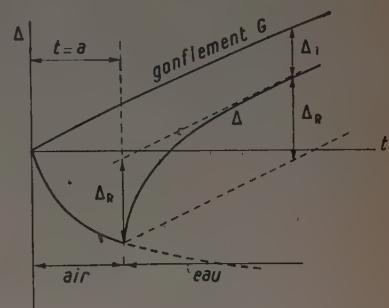
$$\lambda_0 = \lambda_a - (\lambda_\infty - \lambda_a) \frac{\Phi_a^{1/3}}{1 - \Phi_a^{1/3}}$$

et connaissant λ_a et λ_0 , il est possible de déterminer immédiatement la partie du retrait réversible. Les coefficients λ_0 sont donnés pour les différents ciments essayés sur le tableau du paragraphe précédent.

On peut écrire plus explicitement :

$$\frac{\Delta_R}{\Delta} = \frac{1}{1 + Q \theta \Phi_a^{1/3}}$$

Fig. 16.



On voit, que pour un âge déterminé ce rapport augmente lorsque θ diminue, il diminue lorsque l'âge de mise à l'eau augmente. Il dépend du rapport $Q = \frac{\lambda_\infty - \lambda_0}{\theta \lambda_0}$ et diminue lorsque ce rapport augmente.

La vérification de cette loi sur les ciments A, B et « ancien » a été faite avec une bonne approximation.

Examinons maintenant le cas d'un ciment soumis à des périodes d'humidification et de dessiccation alternées entre le séjour dans l'eau et le séjour de durée égale dans une atmosphère d'hygrométrie relative θ .

Si δ_a est la période, l'amplitude de l'évaporation sera au bout de quelques cycles :

$$\delta_a = \varepsilon_l \varphi \left[K, \left(\frac{2 \delta_a}{a} \right)^{1/3} \right]$$

L'amplitude du retrait, qui ne peut être que la partie réversible de celui-ci, tend vers :

$$\delta_\Delta = \lambda_0 \varepsilon_l \varphi \left[K, \left(\frac{2 \delta_a}{a} \right)^{1/3} \right]$$

Prenons par exemple :

$$\begin{aligned} \theta &= 0,5, & \varepsilon_l &= 9,3 \%, & \lambda_0 &= 18,5 \times 10^{-6}, \\ K &= 0,52, & \delta_a &= 30 \text{ j}, & a &= 300 \text{ j}, \\ \delta_\Delta &= 450 \times 10^{-6} \end{aligned}$$

pour $a = 600$ jours

$$\delta_\Delta = 360 \times 10^{-6}$$

pour $a = 1200$ jours.

$$\delta_\Delta = 310 \times 10^{-6}$$

Rappelons que pour $t = 1200$ jours de retrait continu à $\theta = 0,50$, nous avons sur cet exemple $\Delta = 2700 \times 10^{-6}$.

On voit que la diminution de l'amplitude du retrait est relativement lente.

Ces chiffres sont confirmés lorsque la période de mise à l'eau est suffisamment longue pour permettre la saturation complète de l'échantillon. Dans le cas où le séjour humide a lieu non pas dans l'eau, mais dans une atmosphère saturée, on a approximativement :

$$\delta_\Delta = \lambda_0 \varepsilon_l \varphi \left[K, \left(\frac{2\delta_a}{a} \right)^{1/3} \right]^2.$$

4° Influence du volume de l'éprouvette.

Afin d'examiner l'influence de la dimension des éprouvettes sur l'évaporation et le retrait, nous avons exécuté, avec le même ciment, des séries d'éprouvettes de $3,16 \times 3,16$ cm de section et de 4×4 cm de section.

D'après la théorie de l'évaporation on doit avoir $K = \frac{Y}{D}$ et $KD = K'D'$. Les coefficients K et K' correspondants doivent donc être dans le rapport :

$$\frac{K}{K'} = \frac{4,00}{3,16} = 1,265.$$

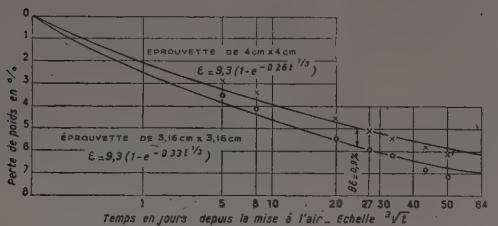


FIG. 17. — Courbes d'évaporation de deux types d'éprouvettes de 4 cm et 3,16 cm de côté.

La figure 17 donne la courbe d'évaporation de l'éprouvette de 3,16 cm de laquelle on peut tirer un coefficient $K_0 = 0,33$. Le coefficient de la courbe relative à l'éprouvette de 4 cm doit être $K' = \frac{0,33}{1,265} = 0,26$.

On constate que la concordance est satisfaisante. La différence de retrait, entre les deux courbes est à 8 jours : de 0,75 %; à 27 jours : de 0,9 %; à 64 jours : de 0,85 %; c'est-à-dire sensiblement constante à la précision des mesures près. C'est bien ce que montrent les résultats expérimentaux. Mais cette différence qui apparaît sur le ciment encore jeune tend vers zéro lorsque l'âge augmente.

On peut encore écrire l'expression de l'évaporation :

$$\varepsilon = \varepsilon_l (1 - e^{-(K'^2 t)^{1/3}}).$$

Ceci veut dire que le temps nécessaire à produire une évaporation déterminée est proportionnel à $1/K^2$. Entre deux prismes de sections différentes on aura pour produire la même évaporation les temps :

$$\frac{t'}{t} = \left(\frac{D'}{D} \right)^3$$

soit dans le cas présent :

$$\frac{t'}{t} = \left(\frac{4,00}{3,16} \right)^3 = 2,03.$$

Il faut environ deux fois plus de temps pour évaporer

la même quantité d'eau sur un prisme de 4 cm que sur un prisme de 3,16 cm. Cette observation dont nous avons vérifié la validité sur plusieurs ciments n'est valable que pour des âges supérieurs à 8 jours. Le début de l'évaporation peut être, en effet, perturbé par des causes accessoires.

En ce qui concerne le retrait, la conséquence de cet état de fait est immédiate car le coefficient de proportionnalité λ est indépendant du volume de l'éprouvette. Nous avons donc :

$$\frac{\Delta}{\Delta'} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon'} = \frac{1 - e^{-Kt^{1/3}}}{1 - e^{-K't^{1/3}}}.$$

De même :

$$\Delta - \Delta' = \lambda \varepsilon (e^{-K't^{1/3}} - e^{-Kt^{1/3}}).$$

Mais la loi que nous avons trouvée pour le rapport des temps nécessaires pour obtenir une évaporation déterminée ne se retrouve pas pour le retrait car le coefficient de proportionnalité varie dans le temps. C'est seulement à un âge avancé (au delà de 100 jours au minimum), que l'on peut dire que le temps nécessaire pour obtenir un retrait déterminé augmente comme le cube de la dimension transversale.

5° Essais de fissuration spontanée.

Dans les paragraphes qui précédent, nous avons considéré le retrait comme une variation relative de longueur suivant l'axe longitudinal d'un prisme. En fait, il s'agit là d'un retrait résultant, mais chaque point du volume est le siège d'un retrait momentané qui dépend de la perte d'eau qui a eu lieu en ce point. C'est ainsi que la surface de l'éprouvette prend très rapidement le retrait $\Delta = \varepsilon_l \lambda_0$ et que cette surface se met en tension. Si l'on examine des prismes du même ciment de grandeurs absolues différentes, on voit sur les plus gros prismes apparaître rapidement une fissuration superficielle, cette fissuration n'apparaissant pas sur les plus petits. Elle est provoquée par la différence de retrait entre la partie superficielle et la partie centrale qui a pu, à un certain moment, atteindre une grandeur déterminée que nous pouvons qualifier d'allongement de rupture. Lorsque la partie centrale est constituée par un noyau rigide et indéformable, un noyau d'acier par exemple, revêtu de ciment, la fissuration qui se produit en surface correspond à celle d'une éprouvette de très gros volume. Le temps nécessaire à la production de cette fissuration est alors une caractéristique intéressante à connaître, et c'est à cet effet que nous avons réalisé un dispositif constitué par un disque d'acier de 54 mm de diamètre autour duquel est coulée une couronne de pâte pure de 15 mm d'épaisseur (fig. 18), la quantité d'eau de gâchage de cette pâte étant la même que celle destinée à l'essai de retrait. Après 24 heures de conservation à l'air saturé, la partie intérieure du moule et le fond sont enlevés. Le disque central et la couronne de ciment adhérente sont suspendus dans une enceinte d'humidité relative θ .

Après un temps plus ou moins long, la couronne de ciment se fissure. La couronne et le prisme d'essai de retrait ont, par définition, la même surface d'évaporation rapportée au volume.

Pour saisir avec précision l'instant de la fissuration, un dispositif spécial a été imaginé. Un anneau élastique ouvert, en laiton, est fixé par pression autour de l'échantillon (fig. 18). Les extrémités de ce ressort circulaire sont constituées par deux plaques isolantes portant des contacts de platine. Le contact est destiné à assurer le

passage d'un faible courant électrique, rompu lorsque la fissuration se produit en un point quelconque de l'anneau de ciment et que son diamètre augmente brusquement.

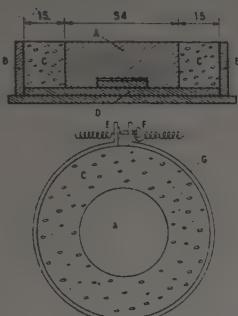
Le passage du courant provoque, par l'intermédiaire d'un relai électronique, la mise en rotation d'un moteur synchronisé dont le mouvement s'arrête au moment de la rupture. Ce moteur actionnant un compteur de tours, le chiffre lu sur ce compteur donne le temps écoulé entre la mise en place du système et sa fissuration.

Il s'agit maintenant de savoir quel est le mécanisme de cette fissuration. A première vue, on peut être tenté de dire que l'allongement de rupture apparaît lorsque le retrait moyen atteint une certaine valeur correspondant à l'allongement de rupture du ciment. Cependant si le retrait moyen au moment de la fissuration reste du même ordre de grandeur lorsque varie l'âge de mise à l'air du mortier pour un anneau de dimension déterminée (fig. 18), cet allongement change avec la dimension de l'anneau. Pour des épaisseurs d'anneau importantes ou pour de petits rayons, la fissuration apparaît vers le centre mais se propage avec une faible vitesse si bien qu'on ne peut pas définir exactement l'instant de la rupture complète, mais le temps du début de fissuration est sensiblement constant pour un âge de mise à l'air et une atmosphère identiques lorsque l'on change la dimension.

Nous avons en effet réalisé des anneaux de 90 mm de diamètre intérieur, 127 mm de diamètre extérieur et 40 mm de hauteur, possédant le même rapport $\frac{\text{volume}}{\text{surface libre}}$ que l'éprouvette de retrait de $40 \times 40 \times 160$ mm.

Nous avons trouvé, en comparaison pour différents ciments avec $a = 1$:

Les dimensions ci-dessous sont données en millimètres



- A. Disque d'acier;
- B. Anneau extérieur en deux parties;
- C. Pâte de ciment;
- D. Plaque de fond;
- E. Pointe de platine fixe;
- F. Pointe de platine réglable;
- G. Anneau élastique ouvert en laiton.

FIG. 18. — Fissuromètre à ciment.

On voit que le temps de fissuration est constant pour une hygrométrie donnée, tandis que le retrait moyen au moment de la fissuration est plus faible pour le grand anneau que pour le petit. C'est donc que la fissuration dépend d'une cause différente du retrait moyen et de la grandeur de l'éprouvette. Elle est due à la propagation d'une fissure superficielle qui arrive à rompre la section préalablement tendue pourvu que celle-ci soit suffisamment faible par rapport à la profondeur de la fissuration pour que cette propagation soit possible.

Quel doit être maintenant le critère de fissuration superficielle ? Nous pensons qu'il est défini par le fait que le retrait dépassant une valeur minimum Δ_R qui commence en surface, a atteint une profondeur suffisante pour déclencher la rupture. C'est alors une question de gradient de retrait à partir de la surface.

Nous pouvons alors écrire les deux conditions de fissuration :

$$\Delta_s > \Delta_R$$

$$\frac{\Delta_s}{d\Delta/dx} > q$$

où :

Δ_s , est le retrait superficiel;
 Δ_R , est un allongement de rupture;
 q , un coefficient dimensionnel;
 x , la distance à la surface libre.

Or $\frac{d\Delta_s}{dx} = \lambda \frac{d\varepsilon}{dx}$, et nous savons d'autre part que la perte d'eau à un instant donné est, à partir d'une surface libre, proportionnelle à $\frac{1}{x^2}$. On a donc, près de cette surface :

$$\frac{d\varepsilon}{dx} = \frac{1}{\mu \sqrt{t}}$$

où μ est un coefficient de perméabilité. Par analogie avec la loi d'évaporation étudiée plus haut, nous écrivons :

$$\frac{d\varepsilon}{dx} = \frac{1}{\mu} \left(\frac{a}{t-a} \right)^{1/2}$$

où a est l'âge de mise à l'air et t le temps compté depuis l'instant du gâchage. Comme $\Delta = \lambda\varepsilon$, nous avons comme condition de rupture :

$$\frac{\Delta_s}{d\Delta/dx} = \frac{\Delta_s}{\lambda} \mu \left(\frac{t-a}{a} \right)^{1/2} = q$$

et

$$\delta_t = t - a = a \left(\frac{\lambda q}{\Delta_s \mu} \right)^2$$

que l'on peut encore écrire :

$$\delta_t = a \left(\frac{q}{\mu \varepsilon_i} \right)^2 = \frac{a}{\varepsilon_i^2} \left(\frac{q}{\mu} \right)^2$$

ε_i étant l'eau totale évaporable pour l'hygrométrie de l'atmosphère extérieure.

Le temps nécessaire à produire la fissuration est donc proportionnel à l'âge de mise à l'air. Il est inversement proportionnel à μ^2 , donc au carré du coefficient de perméabilité. Il est inversement proportionnel à ε_i^2 . Il diminue donc lorsque l'hygrométrie θ diminue et lorsque la quantité d'eau de gâchage augmente.

Pour un anneau de forme et de grandeur définies, le rapport $\frac{t-a}{a}$ est une constante, et le temps de rupture doit correspondre à un retrait moyen constant quel que

CIMENT		TEMPS de fissuration en heures	RETRAIT MOYEN à la fissuration $\frac{\Delta_l}{l} \cdot 10^4$
$\theta = 0,50$	petit anneau	16	230
	grand anneau	16	150
$\theta = 0,75$	petit anneau	57	360
	grand anneau	46	280
$\theta = 0,50$	petit anneau	7	150
	grand anneau	7	146
$\theta = 0,75$	petit anneau	22	208
	grand anneau	22	184

soit l'âge de mise à l'air a . C'est ce que nous montre la figure 19 où la dispersion, faible en regard des retraits totaux correspondants (entre 1 000 et 2 000), s'atténue sensiblement lorsque l'âge augmente.

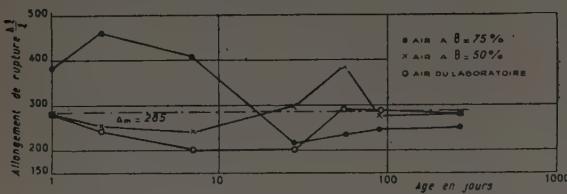


FIG. 19. — Retrait moyen au moment de la rupture d'un ciment en fonction de l'âge a de mise à l'air (anneau de la figure 18).

Lorsque l'on compare, pour le même modèle d'anneau, les temps de retrait, à deux hygrométries θ et θ' différentes, on doit avoir :

$$\frac{\delta_t}{\delta_{t'}} = \frac{\varepsilon_t^2}{\varepsilon_{t'}^2}.$$

Prenons : $\theta = 0,75$ et $\theta' = 0,50$.

On a approximativement :

$$\varepsilon_t = 2\varepsilon_{t'}$$

et :

$$\frac{\delta_t}{\delta_{t'}} = 4.$$

En regardant le tableau de la page 501, on trouve pour le ciment 1 :

$$\frac{\delta_t}{\delta_{t'}} = \frac{57}{16} = 3,60$$

et pour le ciment 2 :

$$\frac{\delta_t}{\delta_{t'}} = \frac{22}{7} = 3,15.$$

L'ordre de grandeur y est et il n'y a pas lieu dans ce calcul de chercher autre chose qu'un ordre de grandeur.

Le produit $(\frac{q}{\mu})^2$ est donc une caractéristique pour un ciment déterminé. Le temps de rupture a donc une signification intrinsèque et c'est pourquoi nous avons cru devoir l'adopter comme critère rapide permettant d'éliminer les ciments à retrait accéléré. Il reste à fixer la valeur minimum de δ_t . Il semble que le chiffre de 24 heures corresponde pratiquement à une condition acceptable pour la mise à l'air à 1 jour et pour l'hygrométrie $\theta = 0,50$. Plusieurs essais nous ont montré en effet que les ciments donnaient fréquemment des ennuis sur les chantiers quant à la fissuration spontanée du béton lorsque, soumis à cet essai, les ciments fissuraient dans la première journée de mise à l'air (1).

L'essai que nous venons de décrire amplifie à outrance le phénomène de fissuration. Il n'est pas destiné à fournir

(1) Une statistique complétée par la suite a confirmé cette date de 24 heures, mais il semble que l'on puisse encore utiliser des ciments fissurés entre 14 et 24 heures moyennant des précautions spéciales de protection des surfaces.

directement un chiffre applicable dans les calculs, mais à effectuer entre des ciments un test de comparaison aussi rapide que possible pour les besoins du chantier. Dans la pratique, le noyau d'une éprouvette n'est pas aussi rigide que le noyau d'acier que nous avons employé; en outre ce noyau prend un retrait progressif. Soit Δ le retrait moyen de l'éprouvette. La condition de fissuration devient dans ces conditions :

$$\frac{\Delta_s - \Delta}{d\Delta/dx} > q'.$$

Rappelons que, dans l'anneau, le début de fissuration se produit sur la face latérale au contact du noyau d'acier. Dans une éprouvette prismatique, il se produit aux angles où $\frac{d\Delta}{dx}$ est plus rapide que lorsqu'on part d'une surface plane. Un calcul approximatif montre que l'on doit avoir une progression de la surface intéressée à un retrait supérieur à une certaine valeur, double dans le cas de l'angle droit, par rapport à la même progression à partir d'une droite. Donc on peut écrire : $q' = q/2$ et la condition de non-fissuration s'écrit :

$$2\varepsilon_t \lambda \frac{\mu}{q} [1 - \varphi(t)] \sqrt{t} < 1$$

or :

$$\frac{\mu}{q} = \frac{1}{\varepsilon_t} \sqrt{\frac{1}{\delta_t}}$$

soit :

$$\frac{2\lambda}{\sqrt{\delta_t}} [1 - \varphi(t)] \sqrt{t} < 1.$$

La fonction :

$$\varphi(t) = [1 - \varphi(t)] \sqrt{t} = e^{-Kt^{1/2}} \sqrt{t}$$

est croissante avec t , passe par un maximum et décroît. La valeur de ce maximum est :

$$\psi_m(t) = 0,40 K^{-1/2}.$$

La condition de non-fissuration est donc :

$$K^{1/2} > \frac{\delta_t}{0,80\lambda}$$

en prenant pour λ sa valeur maximum λ_m et K rapporté à la dimension de l'éprouvette de retrait $K = K_D \frac{D}{D'}$.

Le côté du prisme risquant la fissuration est :

$$D' = K_D D \left(\frac{\delta_t}{0,80\lambda_m} \right)^{1/2}.$$

Prenons par exemple le ciment 2 du tableau de la page 501 avec $K = 0,33$. La fissuration a eu lieu à 16 heures, soit 0,66 jours. La dimension du prisme doit être inférieure à :

$$D = 0,33 \times 3,16 \left[\frac{0,66}{0,80 \times 0,03} \right]^{1/2} = 9 \text{ cm.}$$

Pour le ciment 15 où $K = 0,45$

$$D = 0,45 \times 3,16 \left[\frac{1,17}{0,80 \times 0,0258} \right]^{1/2} = 20 \text{ cm.}$$

Les ciments Portland donnent en moyenne $K = 0,35$, $\lambda_m = 0,03$, la condition $\delta_t = 1$ conduit à $D < 13$ cm.

Pour un sommet en trièdre rectangle, la condition serait :

$$D' = K_D D \left[\frac{\delta_t}{1,6\lambda_m} \right]^{1/3}$$

qui donnerait, pour les exemples précédents 6 cm, 13 cm et 8 cm.

L'expérience montre en effet que pour les prismes de pâte pure, il est dangereux de dépasser la dimension de 6 cm.

6° Retrait dans les premières heures.

Les essais de retrait que nous avons cités jusqu'ici ont commencé un jour après le gâchage. Entre le moment du gâchage et le début des mesures faites obligatoirement sur une pâte ayant subi un début de durcissement, a lieu vraisemblablement un mouvement de celle-ci dont les conséquences pratiques ne peuvent être négligées. Pour se rendre compte de ce phénomène, nous avons mis au point un appareil du type voluméromètre destiné à la mesure de la variation de volume d'une poche flexible en caoutchouc remplie de ciment désaéré et fermée hermétiquement. Le dessin et les photographies du voluméromètre sont donnés par les figures 20, 21 et 22. On voit

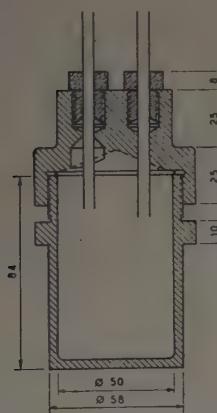


FIG. 20.



FIG. 21.

que ce voluméromètre est muni sur son chapeau de trois tubes. L'un est destiné au remplissage par un liquide, l'autre en verre de petit diamètre, à l'imposition du vide pour désaération du récipient et à la mesure des variations du volume, le troisième, muni d'un robinet et destiné éventuellement à mettre le ciment de la poche en contact avec un excès d'eau extérieur ou avec l'atmosphère, ou encore avec un tube manométrique.

La poche en caoutchouc remplie de ciment est donc fermée et placée dans le récipient. Celui-ci est fermé hermétiquement, désaéré et rempli de liquide. Le niveau de celui-ci est amené devant un certain repère du tube en verre puis on mesure sa variation dans le temps pour obtenir la variation du volume du ciment.

Nous n'avons malheureusement pas eu le temps de faire de nombreuses expériences avec cet appareil dont

le maniement reste un peu délicat. Toute la difficulté provient de bulles d'air qui peuvent rester enfermées dans le récipient et dont le déjet accidentel ou l'entrée en solution perturbe les résultats.



FIG. 22.

La figure 23 donne les résultats des mesures faites sur quelques ciments, poche fermée, c'est-à-dire en atmosphère close; on voit qu'il peut y avoir au début un gonflement mais qu'une diminution de volume très rapide apparaît aussitôt. Elle s'arrête brusquement après quelques heures pour prendre l'allure d'un retrait normal en atmosphère close. La première diminution de volume qui peut dépasser 2 % semble se produire toujours dans les premières 24 heures. Elle accompagne vraisemblablement la prise et a lieu dans une pâte qui, sous l'influence de ces déformations, ne peut prendre les réactions importantes apportées par la pression atmosphérique.

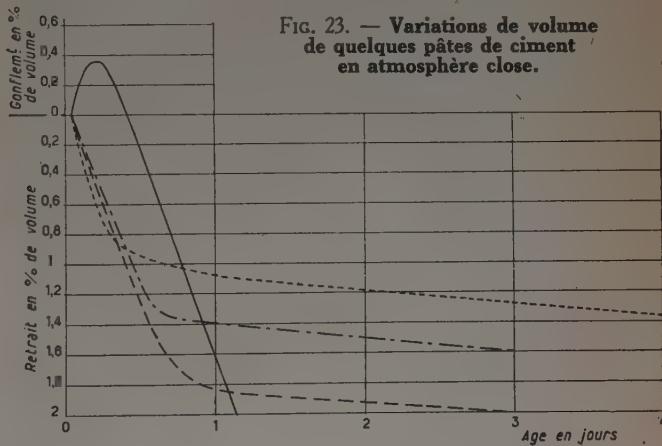


FIG. 23. — Variations de volume de quelques pâtes de ciment en atmosphère close.

Elle explique cependant que l'on puisse, sur certains ciments, observer des fissurations pendant la première journée après gâchage même pour une conservation dans l'air humide. Le début des mesures de retrait devrait donc être pris au point de raccordement entre les deux régimes de déformations différentes qui doit vraisemblablement correspondre à la fin de prise.

Mais ces essais n'ont pas été assez nombreux ni assez précis pour que nous puissions en tirer des conclusions définitives.

INFLUENCES D'ADDITIONS ET DE TRAITEMENTS SUR LE RETRAIT DU CIMENT

1^o Chlorure de calcium.

Il a été question de nombreuses fois dans la littérature consacrée au ciment, de l'influence de l'addition de chlorure de calcium à l'eau de gâchage. Étant donné la précision des méthodes que nous avons mises au point, nous avons pensé qu'il était nécessaire de revoir cette question.

L'expérience a été faite sur un Portland ordinaire de la classe 250/315 auquel a été ajoutée une proportion de chlorure de calcium variant entre 0 et 2 % du poids de ciment. Des éprouvettes de retrait de $3,16 \times 3,16 \times 10,0$ cm et des anneaux de fissuration ont été exécutés pour chaque pourcentage. Nous donnons ci-après les retraits

CaCl ² en %	RETRAIT $\frac{\Delta L}{L} \times 10^4$				% AUGMENTATION RETRAIT dû au CaCl ²			
	3 j	7 j	28 j	134 j	3 j	7 j	28 j	134 j
0	462	878	1 238	1 467	0	0	0	0
0,25	871	1 223	1 908	2 155	91	39	54	47
0,50	1 600	1 600	2 260	2 375	126	83	75	62
0,75	800	1 708	2 266	2 455	73	95	83	67
1,0	1 000	1 730	2 280	2 128	118	98	83	45
1,25	900	1 840	2 435	2 620	95	110	97	79
1,50	1 086	1 670	2 161	2 220	135	90	75	51
2,0	1 126	1 833	2 421	2 496	144	109	96	70
2,50	1 395	2 328	3 055	3 152	202	165	145	115
3,0	1 695	2 665	3 665	3 936	267	204	196	169

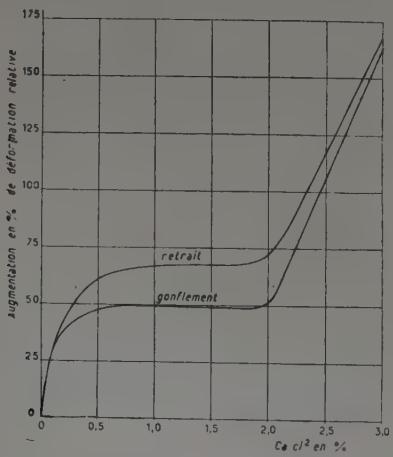


FIG. 24. — Augmentation du retrait
et du gonflement à 134 jours d'un Portland
en fonction du pourcentage d'addition de chlorure de calcium.

à 50 % et les gonflements obtenus dans ces conditions. Les chiffres en italique sont les moyennes sur six éprouvettes, les autres sur trois.

La dispersion est évidemment assez élevée mais on constate cependant que l'introduction du chlorure de calcium donne une augmentation du retrait à 134 jours de 65 % environ pour des pourcentages de sel variant entre 0,25 % et 2 %. Au delà de cette dernière valeur le retrait augmente d'une façon considérable. Le gonflement dans l'eau est augmenté lui aussi de 50 % environ entre 0,25 % et 2 % de sel. Au delà il augmente également d'une façon considérable. Il s'agit ici du retrait à un âge avancé, voisin du retrait définitif. Ceci est explicité sur la figure 24. Sur la figure 25, nous avons tenté de représenter la variation de l'augmentation du retrait en

CaCl ² en %	GONFLEMENT $\frac{\Delta L}{L} \times 10^4$				% AUGMENTATION gonflement dû au CaCl ²			
	3 j	7 j	28 j	134 j	3 j	7 j	28 j	134 j
0	180	270	400	730	0	0	0	0
0,25	238	333	503	1 003	32	23	26	40
0,50	307	435	640	1 100	70	60	60	50
0,75	260	435	722	1 096	45	60	80	50
1,0	173	430	620	1 045	0	60	55	44
1,25	220	460	720	1 132	22	70	80	55
1,50	174	325	501	1 043	0	20	26	43
2,0	236	428	633	1 083	31	62	60	49
2,50	303	548	810	1 545	69	102	102	110
3,0	350	710	1 165	1 942	96	162	190	165

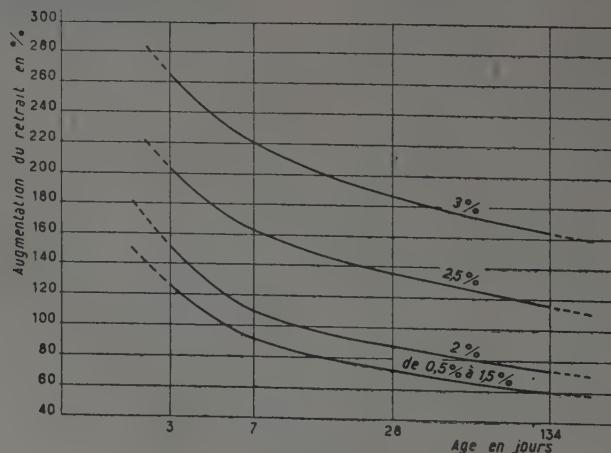


FIG. 25. — Augmentation du retrait d'un Portland en fonction
du pourcentage d'addition de chlorure de calcium et de l'âge.

fonction de l'âge. On voit que cette amplification diminue en même temps que le pourcentage d'addition et elle tend vraisemblablement vers une valeur minimum qui doit être légèrement inférieure aux chiffres indiqués sur la figure 24.

Parallèlement à la mesure du retrait, nous avons déterminé dans tous les cas le pourcentage d'eau évaporée. Celui-ci ne varie que très peu en fonction du dosage en sel. On peut seulement dire qu'il diminue très légèrement et que l'évaporation est un peu plus lente lorsque le pourcentage en sel augmente.

La comparaison entre les extrêmes est donnée par le tableau suivant.

	EAU ÉVAPORÉE EN %			
	3 j	7 j	28 j	134 j
Entre 0 et 0,5 % de CaCl ²	4,8	6	7	7,3
Entre 2 et 3 % de CaCl ²	3,1	4,4	5,5	6,2

Ceci s'explique par le pouvoir hygroscopique du chlorure de calcium.

Pour expliquer tout au moins en partie l'action de ce sel sur le retrait, notre opinion est que ce phénomène est intimement lié à l'accélération de la prise. Le coefficient de proportionnalité λ dans l'expression $\Delta = \lambda \epsilon$ est directement relié, nous l'avons vu plus haut, à la partie du ciment hydraté. Une augmentation de la vitesse d'hydratation conduit immédiatement à un accroissement de λ dès le début du durcissement, donc à un retrait accéléré. L'augmentation finale de la valeur du retrait, que ceci ne suffit pas à expliquer puisque la quantité d'eau totale évaporée n'est pas accrue, est certainement reliée à une modification de la structure physico-chimique que l'on pourrait examiner de plus près.

Mais l'accélération du retrait doit avoir, d'après ce qui a été dit au paragraphe précédent, un effet immédiat sur la fissuration, c'est-à-dire une diminution du temps de fissuration. Pour le vérifier, nous avons réalisé des anneaux de fissuromètre et mesuré la variation de δ_L avec le pourcentage avec $\theta = 0,50$. Les résultats suivants ont été obtenus après 24 heures de séjour dans l'atmosphère humide :

CaCl ²	TEMPS DE FISSURATION	
	%	heures
0		41
0,5		9
1		8
1,5		2
2		70 mn
plus de 2		presque immédiat

Ce tableau se passe de commentaires.

2^e Membrane de protection superficielle.

Ce procédé connu aux États-Unis sous le nom de « curing membrane », est très largement utilisé dans ce pays. Il consiste à répandre sur la surface libre du béton frais, aussitôt la mise en place, une pellicule de vernis. Cette couverture est généralement faite au pistolet et le vernis, de composition spéciale, est étudié pour durcir rapidement, tout en gardant une certaine souplesse sous une très mince épaisseur et s'opposer à l'évaporation de l'eau de gâchage par son étanchéité. Ces vernis ou « curing compounds » sont maintenant sur le marché en France et l'on peut s'en procurer facilement. Nous avons jugé utile de rechercher dans quelles proportions l'utilisation de ce procédé permet de retarder le retrait.

Nous avons, à cet effet, réalisé avec le même ciment des éprouvettes de retrait dont les unes ont été couvertes d'un vernis « A » de fabrication française, les autres d'un vernis « B » de fabrication américaine. Les résultats des mesures sont donnés par les figures 26 et 27. On voit, en premier lieu, que si l'évaporation est considérablement diminuée, elle n'est pas annulée. Le vernis n'est pas absolument étanche. Il joue le rôle d'une perte de charge dans l'évaporation superficielle.

L'évaporation à travers la membrane est définie par

$$\frac{d\epsilon}{dt} = \xi^2 (\theta_s - \theta)$$

où ξ^2 est le coefficient de perméabilité et θ_s l'hygrométrie immédiatement derrière la membrane.

L'évaporation à la surface modifiée du solide est :

$$\frac{d\epsilon}{dt} = \mu^2 \frac{d\theta}{dx} = \frac{\mu}{\sqrt{t}}$$

L'égalisation donne :

$$\theta_s = \theta + \left(\frac{\mu^2}{\xi^2} \right) \frac{1}{\mu \sqrt{t}}.$$

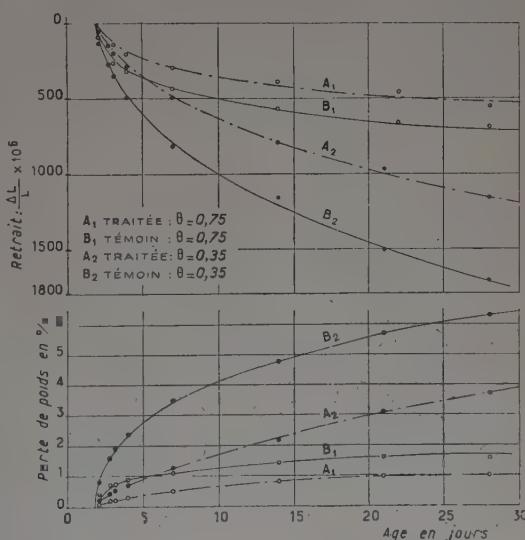


FIG. 26. — Influence d'un vernis superficiel sur le retrait.
Vernis A.

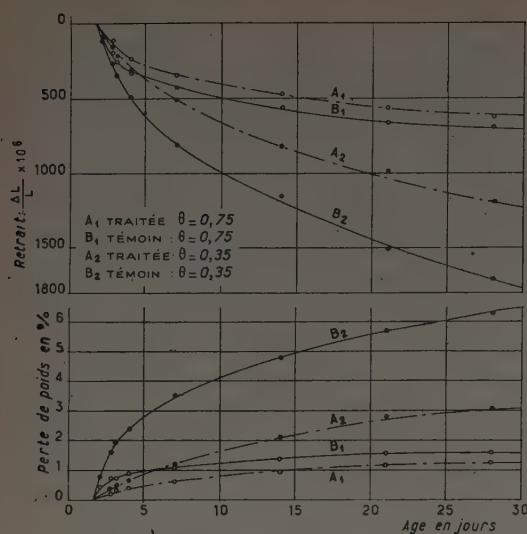


FIG. 27. — Influence d'un vernis superficiel sur le retrait.
Vernis B.

L'évaporation est donc ralentie puisque l'hygrométrie à la surface du ciment est plus élevée que l'hygrométrie ambiante. Elle tend vers la même valeur lorsque t croît indéfiniment. De même le retrait est ralenti mais tend vers la même valeur finale.

La membrane de protection peut avoir une influence très avantageuse en ce qui concerne la fissuration spontanée.

On trouve en effet, en reprenant le calcul de la page 501 :

$$\delta_t = a \left[\frac{q\lambda}{\mu \Delta_s} + \frac{\mu}{\xi^2 \Delta_s} \right]^2.$$

Le temps de fissuration augmente donc avec le rapport $\frac{\mu}{\xi^2}$, c'est-à-dire qu'il augmente lorsque la perméabilité ξ^2 de la membrane diminue.

On peut alors, en vertu de ce qui a été dit page 501, réaliser des pièces plus volumineuses sans risque de fissuration.

Nous donnons ci-après les temps de fissuration comparés entre des anneaux couverts d'une membrane et les anneaux témoins.

Anneaux témoins.....	28 h
Anneaux recouverts.....	220 h

RETRAIT DU BÉTON

Les études faites jusqu'à maintenant sur le béton sont malheureusement peu nombreuses. Nous avons désiré éclaircir préalablement, et autant que possible, les questions relatives au ciment. Nous donnons cependant ici les premiers résultats obtenus quitte à y revenir plus tard.

1^o Relations entre le retrait des bétons et celui des ciments.

Notre espoir était et reste encore de chercher à définir le retrait d'un béton ou mortier de composition donnée à partir du retrait du ciment utilisé. Notre expérience n'est pas encore suffisante pour nous permettre de préciser les lois, si elles existent, qui régissent cette relation.

Le ciment B ayant fait l'objet des études complètes précédentes a été utilisé à la confection d'un béton dont la composition était la suivante :

	EN POIDS	EN VOLUME
Ciment	kg	1
Eau	300	100
Agrégat de silex :	170	170
20/10 mm.....	974,4	373,8
5/10 —	215,4	83,0
2/5 —	280,4	108,0
0,5/2 —	149,3	58,2
0,5 —	278,6	107,8
	2 368,1	1 000,8
	E/C = 0,57	

Les prismes soumis à l'essai étaient de $7 \times 7 \times 28$ cm et l'appareil de mesure, sensible au 1/200 mm, est représenté par la figure 18.

L'évaporation de l'eau d'un prisme de béton doit, en principe, suivre une loi analogue à celle que nous avons trouvée pour les ciments. Soit pour le cas d'un prisme carré :

$$\epsilon_t = \epsilon_0 (1 - e^{-\alpha t^{1/3}}).$$

La quantité d'eau absorbée par le ciment au cours du durcissement devient, dans ce cas, faible par rapport à l'eau totale puisque le rapport E/C est beaucoup plus élevé. Il s'ensuit que si ϵ_0 est l'eau de gâchage et ϵ_a l'eau absorbée pendant le séjour à l'eau, on doit avoir :

$$\epsilon_t = (\epsilon_0 + \epsilon_a) (1 - \theta).$$

En prenant la valeur $\epsilon_0 = 7,2\%$ qui découle de la composition du béton en prenant $\alpha = 1$, c'est-à-dire $\epsilon_a = 0$ on trouve que les résultats du calcul sont en accord sensible avec ceux de l'expérience pour

$\alpha = K = 0,40$. La figure 28 donne les courbes d'évaporation pour $\alpha = 1$ à différentes hygrométries.

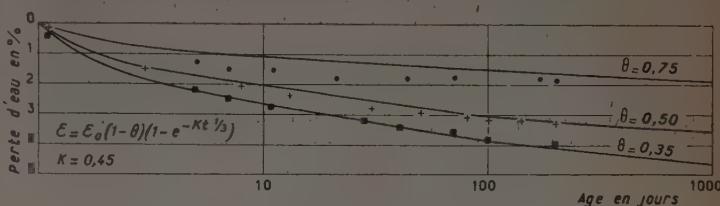


FIG. 28. — Courbes d'évaporation pour $\alpha = 1$ d'un béton conservé à différentes hygrométries.

Considérons maintenant les évaporations avec séjour préalable dans l'eau. Rappelons que, pour la pâte pure de ciment, nous avons trouvé une diminution du coefficient de perméabilité avec l'âge qui était $\alpha = Ka^{-1/3}$. Il est probable que, pour le béton, cette diminution doive être moins rapide, que le colmatage des vides par l'hydratation ait lieu moins complètement et que K doive être plus élevé que pour le ciment. Soit D_b le côté du prisme de béton et D_c celui du prisme de ciment. Le coefficient K d'un prisme de ciment de côté D_b serait $K \frac{D_c}{D_b}$. Il y a lieu de supposer également que la perméabilité est d'autant plus faible que le rapport E/C est plus grand. En première estimation nous supposons cette variation linéaire et le coefficient K devient alors $K \frac{D_c}{D_b} \frac{e_c/c}{e_b/c}$. Plus précisément, en appelant $d = \frac{V}{S}$ le rapport volume/surface d'évaporation, on doit avoir $K_b = K_c \frac{d_c}{d_b} \frac{e_b/c}{e_c/c}$. Dans notre exemple nous avons :

$$\frac{d_c}{d_b} = \frac{0,685}{1,560} = 0,44,$$

$$\frac{e_b/c}{e_c/c} = \frac{0,57}{0,266} = 2,15,$$

puisque nous avons trouvé $K_c = 0,52$, nous devons avoir

$$K_b = 0,52 \times 0,44 \times 2,15 = 0,49$$

tandis qu'expérimentalement nous obtenons $K_b = 0,45$. La concordance peut être considérée comme satisfaisante.

En ce qui concerne la variation de K_b avec l'âge de mise à l'air, nous avons été extrêmement surpris de trouver une très faible variation. Ce coefficient déterminé d'après les données expérimentales qui est de 0,45 à l'origine, devient 0,31 à 90 jours. Pour exprimer ceci il faudrait écrire :

$$K = \frac{K_0}{n^n} \quad \text{avec} \quad n = \frac{1}{12} \text{ environ.}$$

Si l'on veut rapporter ceci à la quantité d'eau de gâchage, on peut écrire :

$$n = \frac{1}{3} \left(\frac{e_c/c}{e_b/c} \right)^2$$

où e_c/c est le rapport eau/ciment correspondant à la consistance normale. Mais cette loi n'est peut-être que purement occasionnelle car elle n'a été vérifiée que sur un seul béton et il serait dangereux de la généraliser. Nous l'avons appliquée au béton envisagé comme l'indique la figure 29.

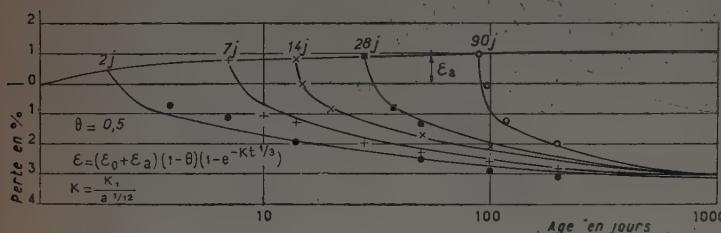


FIG. 29. — Courbes d'évaporation d'un béton à différentes hygrométries.

Il reste maintenant à examiner le retrait du béton. En premier lieu, compte tenu de la notion nouvelle du coefficient de proportionnalité λ , nous reviendrons aux expériences décrites dans le précédent mémoire, à propos des mélanges de ciment et de poudre inerte de basalte dont nous pouvons tirer le tableau suivant :

DOSAGE		COEFFICIENT λ					
		$a = 2$ $t = 300$	$a = 7$ $t = 300$	$a = 90$ $t = 300$	λ	$\lambda e/c$	λ
ciment + basalte	eau / ciment	λ	$\lambda e/c$	λ	$\lambda e/c$	λ	$\lambda e/c$
η	μ						
1	0,25	220	55	225	56	260	66
0,80	0,312	165	52	184	58	220	69
0,50	0,50	115	57,5	120	60	140	70

L'examen de ce tableau montre que pour chaque âge de mise à l'air, le produit $\lambda e/c$ est sensiblement constant. Le ciment mélangé à une poudre inerte de même granulométrie possède un coefficient d'évaporation tel qu'en appelant μ le rapport $\frac{e}{c}$, on a $\lambda = \lambda_e \frac{\mu_e}{\mu}$.

Puisque le retrait final doit être à 5 % près :

$$\Delta = \lambda \frac{\mu}{1 + \mu}$$

le retrait final d'une pâte additionnée de poudre minérale suivant un dosage $\eta = \frac{\text{ciment}}{\text{ciment} + \text{poudre}}$ devient par rapport au retrait de la pâte pure :

$$\frac{\Delta'}{\Delta} = \eta \frac{1 + \mu}{\eta + \mu}$$

Cette expression est sensiblement en accord avec le résultat des expériences correspondantes.

S'il s'agit, non plus d'un filer pulvérulent, mais d'un agrégat, celui-ci réagit élastiquement sur le retrait de la pâte de ciment. Mais cette réaction élastique qui s'oppose partiellement au retrait doit être différente suivant la forme du squelette. Lorsque ce squelette est constitué par des cailloux oblongs, à structure serrée et à contact effectif, la réaction élastique doit être importante et le retrait considérablement réduit. Lorsque le squelette est constitué par des cailloux arrondis, sans contact, enrobés dans un mortier continu, la réaction élastique doit être plus faible et la réduction de retrait moins prononcée.

Ceci nous fait écrire que le coefficient de proportionnalité λ_b doit être :

$$\lambda_b = \rho \frac{\mu_e}{\mu_b} \lambda_c$$

En examinant le béton soumis aux essais, béton à granulométrie continue qui rentre dans la seconde catégorie, on trouve :

	$\mu = \frac{e}{c}$	$a=1$	$t=200$	$a=7$	$t=200$	$a=90$	$t=210$
		λ	$\lambda \mu$	λ	$\lambda \mu$	λ	$\lambda \mu$
Pâte pure.	0,266	280	75	300	80	340	90
Béton ...	0,57	105	60	105	60	128	73
$\rho = \frac{\lambda \mu \text{ (béton)}}{\lambda \mu \text{ (ciment)}}$			0,80		0,75		0,81

Le coefficient ρ est donc voisin ou inférieur à 0,80 pour le cas envisagé.

D'une manière plus générale, on doit, connaissant les paramètres correspondant au retrait de la pâte pure, écrire le retrait du béton :

$$\Delta_b = \epsilon_0 (1 - \theta) \rho \frac{\mu_e}{\mu_b} \lambda_e (a) (1 - e^{-K_b(a)t^{1/3}})$$

avec :

$$\alpha = K_c \frac{d_c}{d_b} \frac{\mu_e}{\mu_b} \frac{1}{a^n}$$

$$n = \frac{1}{3} \left(\frac{\mu_e}{\mu_b} \right)^{1/3}$$

Cette expression est un peu compliquée, mais, pour la mise à l'air à l'âge $a = 1$, soit la conservation permanente dans l'atmosphère θ , on trouve :

$$\Delta_b = \epsilon_0 (1 - \theta) \rho \frac{\mu_e}{\mu_b} \lambda_e (1 - e^{-K_b(1)t^{1/3}}) = \rho \lambda_e \epsilon_b \frac{\mu_e}{\mu_b}$$

avec :

$$K_b(1) = K_c \frac{d_c}{d_b} \frac{\mu_c}{\mu_b}$$

qui, pour t augmentant indéfiniment, tend vers le retrait final

$$\Delta_b = \rho \Delta_c \frac{\varepsilon_{eb}}{\varepsilon_{ec}} \frac{\mu_b}{\mu_c}$$

en appelant D le dosage, $\varepsilon_{eb} = D \mu_b$ et

$$\Delta_b = \rho \Delta_c \frac{\mu_c}{\varepsilon_{ec}} D.$$

Le retrait final est proportionnel au dosage, au retrait normal du ciment de référence, et puisque $\frac{\mu_c}{\varepsilon_{ec}} = (1 + \mu_c)$ il croît avec la quantité d'eau nécessaire pour donner au ciment la consistance normale.

Les retraits du béton ayant fait l'objet de nos essais sont indiqués sur la figure 30. Les points expérimentaux ne suivent pas exactement les courbes théoriques établies d'après le calcul précédent. Cependant il faut tenir compte de la précision de ces essais. L'appareil n'est en effet sensible qu'au 40×10^{-6} mm et les écarts inférieurs à cette quantité peuvent être considérés comme explicables. On remarquera que les gonflements sont très faibles et de l'ordre de la précision de l'appareil.

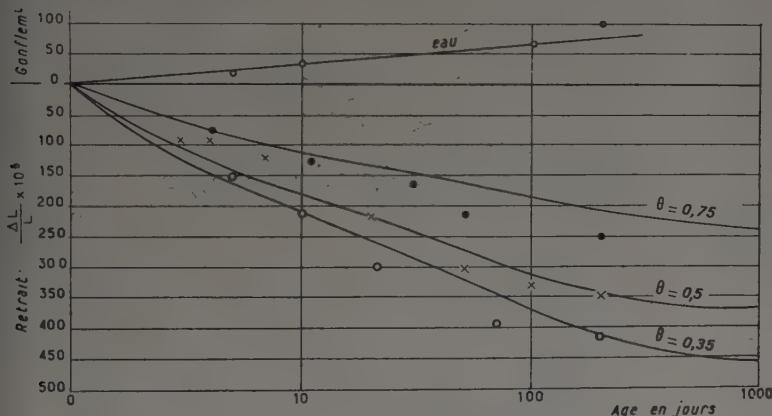


FIG. 30. — Retraits d'un béton dosé à 300 kg du ciment B à différentes hygrométries.

Nous avons mesuré également les retraits après une durée préalable de conservation à l'eau.

Un calcul simple montre que :

$$\Delta_b = \rho \Delta_c \frac{\mu_c}{\mu_b} \frac{\varepsilon_{eb}}{\varepsilon_{ec}}$$

qui, pour t tendant vers l'infini tend vers :

$$\Delta_b = \rho \Delta_c \frac{D_b}{D_c}$$

où D_b est le dosage du béton et D_c celui de la pâte pure de ciment. Le retrait définitif est donc indépendant de l'âge de la mise à l'air. C'est bien ce que montrent les résultats de la figure 31, mais il se produit d'autant plus rapidement que la quantité $\mu = E/C$ du béton est plus élevée. La rapidité du retrait intervenant dans la fissure.

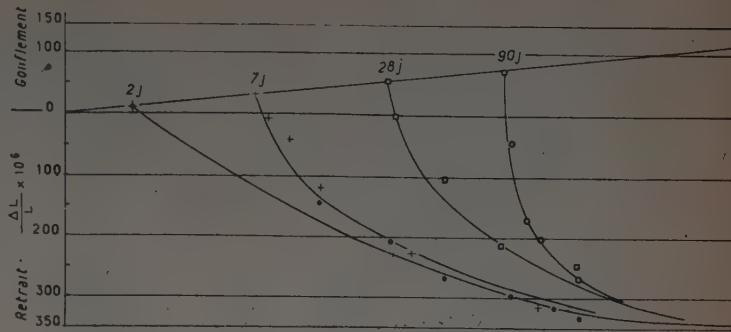


FIG. 31. — Retraits d'un béton dosé à 300 kg du ciment B, conservé à l'air pendant des périodes variables et placé dans une atmosphère d'hygrométrie $\theta = 0,50$.

ration, il faut donc, pour éviter cette dernière, mettre le béton en œuvre avec le plus faible dosage en eau possible.

Cette conclusion, bien que provisoire puisque déduite de l'étude d'un seul béton, est cependant fort intéressante car elle met l'accent sur une notion encore fort controversée à savoir que le retrait final ne varie pas, ou tout au moins varie très peu, en fonction de l'âge de mise à l'air.

2^e Fissuration spontanée du béton.

Nous avons cherché à constituer un fissuromètre à béton du même genre que celui qui a été réalisé pour les pâtes pures de ciment. Malheureusement, nous avons complètement échoué. Les anneaux de béton n'ont jamais présenté la fissuration totale que nous avions escomptée. A la lumière de ce qui précède, ceci n'a rien d'étonnant. L'anneau ne peut fissurer complètement que si l'amorce de fissure créée par un retrait superficiel trouve pour se propager un état de tension propice. Or, le gradient de retrait nécessaire à la fissuration est certainement beaucoup plus faible pour le béton que pour la pâte pure et le retrait du béton étant lui-même beaucoup plus faible, les conditions propres à réaliser la fissuration totale sont certainement beaucoup plus difficiles à atteindre.

Nous nous sommes alors dirigés vers un autre genre d'essais et bien que nos expériences ne soient pas concluantes il paraît utile de les décrire.

Un prisme de mortier de $7 \times 7 \times 40$ cm a été muni suivant son axe d'une barre d'acier de 16 mm. L'essai a consisté à mesurer le raccourcissement de la barre d'acier et à examiner le temps au bout duquel le mortier présenterait des signes de fissuration.

Notre espoir était de pouvoir déceler une variation brusque dans la déformation de la barre d'acier au moment de la fissuration.

Les figures 32 et 33 montrent que cet espoir a été déçu.

Sur un prisme du même mortier de $3,16 \times 3,16 \times 10$ cm muni le long de son axe d'une barre de 6 mm la fissuration n'est pas apparue, mais la compression dans la barre a accusé quelques fluctuations qui restent difficiles à expliquer (fig. 34). Le même essai a été effectué sur une barre de béton et des fluctuations de la compression de la barre ont été décelées sans qu'apparaisse aucune fissuration visible (fig. 35).

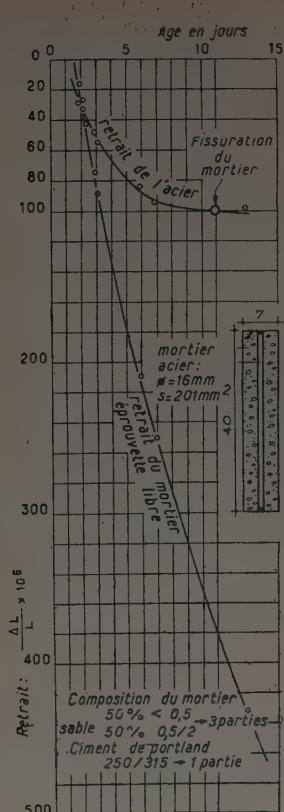


FIG. 32. — Essai de fissuration sur une barre de mortier armé. Conservation $\theta = 0,50$.

Cependant, d'anciennes expériences nous avaient montré que l'on pouvait fort bien obtenir la fissuration du béton lorsque le pourcentage d'armature était élevé et que la longueur de l'éprouvette était suffisamment grande par rapport à son côté. Ajoutons que la fissuration du béton sur chantier due à l'influence manifeste du retrait est un phénomène qui malheureusement n'est pas exceptionnel.

D'après THOMAS, la fissuration apparaît lorsque la réaction de retrait devient supérieure à la résistance à la traction du béton et

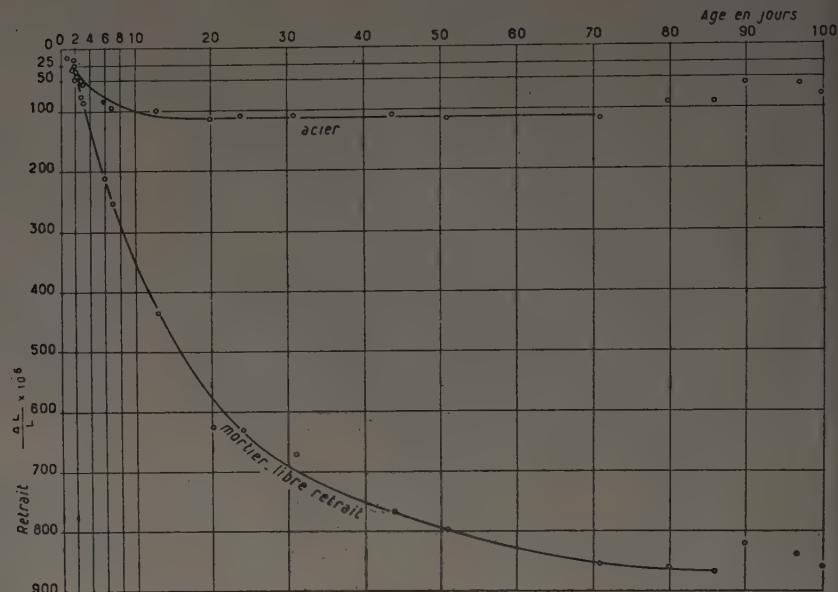


FIG. 33. — Essai de fissuration sur une barre de mortier (voir la composition du mortier sur la figure 32).

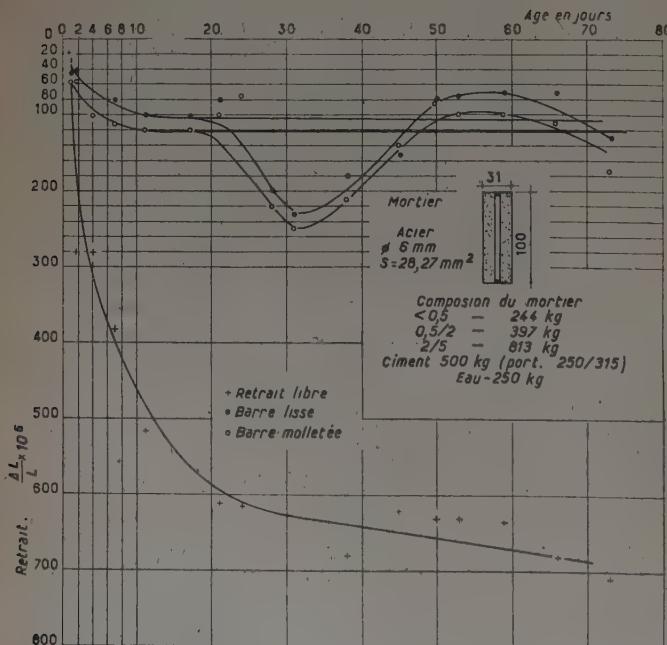


FIG. 34. — Essai de fissuration sur une barre de mortier armé.

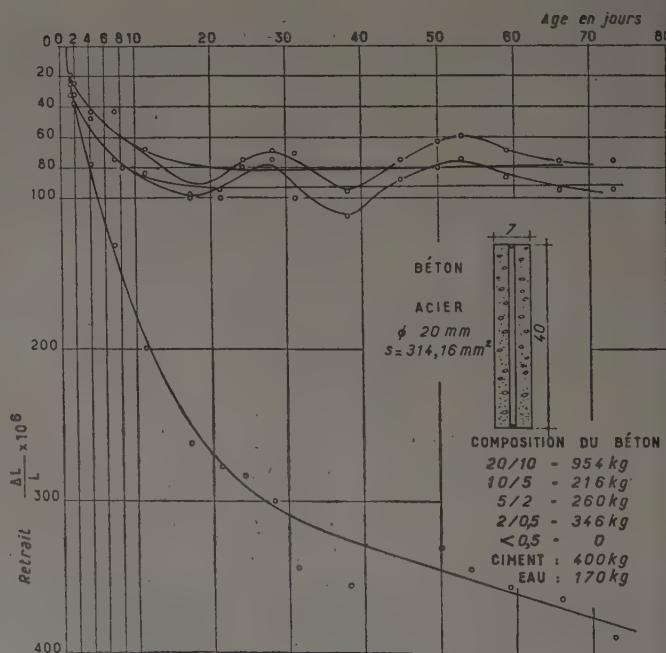


FIG. 35. — Fluctuations de la compression au cours de l'essai de fissuration d'une barre de béton armé.

nos expériences ont démontré la vérité de cette assertion. Mais il semble que la fissuration puisse avoir lieu dans d'autres circonstances. C'est ce que nous avons essayé de mettre en évidence pour la pâte pure de ciment. Pour le béton nous pensons que la fissuration doive apparaître lorsque $\frac{\Delta_s}{d\Delta/dx}$ dépasse une certaine valeur critique.

Les quelques expériences que nous avons observées nous ont montré que la valeur critique correspondante devait être pour le béton de l'ordre de grandeur de la dimension des plus gros agrégats. Ceci fait que, toutes choses égales d'ailleurs, le risque de fissuration superficielle diminue lorsque le coefficient de perméabilité ou d'évaporation diminue, c'est-à-dire lorsque le béton est plus compact et plus étanche. Il diminue également lorsque l'hygrométrie θ augmente. Il est donc dangereux, surtout pour un béton frais, d'être soumis à une condition de dessiccation accélérée puisque le coefficient de perméabilité est d'autant plus élevé que le béton est plus jeune. C'est pourquoi une protection superficielle contre la dessication est utile. L'arrosage ou la protection à l'aide d'un écran est une excellente chose mais un vernis superficiel tel que celui dont nous avons parlé plus avant est très probablement le meilleur procédé qui puisse être utilisé dans les bétonnages où la fissuration est à craindre tels que, par exemple, les revêtements de sols en plein air, de toute nature.

Il est des cas où un enrichissement de la surface en ciment est un grave inconvénient. Le ciment et le mortier riches sont nettement plus fissurables que le béton. Le temps de fissuration peut être de quelques heures, d'autant plus que le dosage en eau risque d'être très élevé. La fissure ouverte risque alors de se propager à l'intérieur du béton par effet d'entaille et par accélération de l'évaporation. Il faut donc se méfier des bétons trop riches en mortier, qui, à la suite de la vibration et d'un ressuage intense, sont recouverts d'une couche de « laitance ». L'effet de cette couche peut être à l'origine d'une fissuration profonde qui ne se serait pas produite à partir d'une surface normale et moins sensible à l'évaporation accélérée.

3^e Chlorure de calcium.

Nous avons vu plus haut l'influence du chlorure de calcium sur le retrait du ciment. Il nous a paru utile de reprendre cette question à propos du béton. Il s'agit du béton type qui a fait l'objet des essais précédents et dont la composition a été donnée page 507, le liant employé étant du ciment Portland. Les résultats des essais sont donnés sur le tableau ci-après :

CaCl ₂ en % du ciment	RETRAIT $\frac{\Delta L}{L} \times 10^6$				% AUGMENTATION retrait		
	3 j	7 j	28 j	90 j	7 j	28 j	90 j
0	74	115	231	350	0	0	0
0,5	72	135	278	410	18	20	17
1,0	30	91	256	393	0	10	12
1,5	40	70	256	406	0	10	16
2,0	40	107	348	461	0	50	32
2,5	40	101	371	484	0	60	38
3,0	120	208	414	517	80	80	47

Il semble, d'après ce tableau, que l'augmentation du retrait soit plus retardée que dans le cas de la pâte pure. A 90 jours cependant, on peut considérer que l'addition de chlorure de calcium n'augmente pas le retrait de façon sensible jusqu'à la quantité de 1,5 %. Au-delà, et certainement à 2 % (le chiffre exact serait à préciser) l'addition de chlorure de calcium devient dangereuse. De toutes façons l'étude du béton est beaucoup moins pessimiste que celle de la pâte pure en ce qui concerne l'utilisation de ce produit.

CONCLUSIONS

De cet ensemble d'expériences on peut tirer un certain nombre de conclusions générales dont certaines ne nous paraissent pas devoir être mises en doute tandis que d'autres demandent encore confirmation.

1^o Évaporation.

La perte d'eau du béton répond à la loi de Fourier qui régit la perte de chaleur d'un solide à température uniforme. Dans le cas d'un prisme, la perte d'eau moyenne est régie par la loi :

$$\epsilon = \epsilon_l (1 - e^{-\alpha t^{1/3}}).$$

Pour le ciment, l'eau totale évaporable ϵ_l dans une atmosphère d'hygrométrie relative θ est :

$$\epsilon_l = (1 - \theta) (\epsilon_0 - \theta \epsilon_{a(n)})$$

où ϵ_0 est l'eau de gâchage et $\epsilon_{a(n)}$ l'eau absorbée pendant un séjour continu dans l'eau. Pour une mise à l'air à 1 jour et pour θ compris entre 0,5 et 1, on peut écrire approximativement :

$$\epsilon_l = (1 - \theta) 0,95 \epsilon_0.$$

Pour le béton, l'eau totale évaporable ϵ_l est probablement voisine de :

$$\epsilon_l = (1 - \theta) (\epsilon_0 + \epsilon_a)$$

où ϵ_a est l'eau absorbée en plus de l'eau de gâchage au moment de la mise à l'air. La suppression du terme $\theta \epsilon_{a(n)}$ vient de ce que la quantité d'eau absorbée par le ciment devient négligeable devant la quantité ϵ_0 plus importante pour la pâte pure. L'addition du terme ϵ_a vient de ce que l'eau absorbée ne l'est pas par hydratation pour la plus grande part, mais par porosité, pour remplir les vides de structure du béton. Cette eau ne joue aucun rôle dans le retrait. Les deux formules précédentes forment les extrêmes entre le cas d'une pâte serrée à porosité très faible et à eau de gâchage réduite, et celui d'un béton à porosité notable et à eau de gâchage élevée.

Des cas intermédiaires doivent vraisemblablement se produire.

Le coefficient α est caractéristique de la perméabilité de la matière. On peut l'appeler coefficient d'évaporation, et son importance est capitale. Pour une mise à l'air sec après une journée de séjour dans l'eau, ce qui correspond pratiquement à un séjour permanent dans l'air, le coefficient $\alpha = K$ est une fonction de la dimension de l'éprouvette telle que $K = \frac{\gamma}{d}$ où γ est le coefficient d'évaporation intrinsèque et le rapport :

$$d = \frac{V}{S} = \frac{\text{volume}}{\text{surface libre}}$$

Ceci voudrait dire que les temps nécessaires à obtenir une évaporation déterminée devraient être dans le rapport du cube des dimensions moyennes d . En fait, on constate que le temps en question tient dans le rapport $(\frac{d'}{d})^m$, où m est compris entre 2 et 3. Ce point demande donc à être précisé avec des expériences à plus grande échelle que celles que nous avons faites.

Le coefficient caractéristique α varie avec le temps préalable de séjour dans l'eau et dépend vraisemblablement des changements de régime d'évaporation. Si a est le temps préalable de séjour dans l'eau on trouve que $\alpha = \frac{K}{a^n}$.

Pour la pâte pure on trouve que n est voisin ou égal à 1/3. Pour le béton cette variation est beaucoup plus lente. Dans le cas étudié nous avons trouvé $n = \frac{1}{12}$, c'est-à-dire une variation à peu près insensible de α pendant le premier mois. Il serait intéressant de vérifier si la relation simple $n = \frac{1}{3} \left(\frac{\mu_c}{\mu_b} \right)^2$ se vérifie pour d'autres bétons.

La reprise d'eau après un séjour à l'air se fait d'une façon très rapide lorsque le solide est placé dans l'eau. Pour le placement dans une atmosphère très humide, les reprises d'humidité se font suivant le même mécanisme que l'évaporation.

Le séjour continu du ciment dans l'eau est accompagné d'une augmentation de poids qui paraît suivre une loi exponentielle analogue à celle de l'évaporation.

2^o Retrait.

Contrairement à ce que nous avons supposé précédemment, le retrait ne semble pas être relié directement aux phénomènes capillaires qui peuvent être mis en action par l'évaporation. Il paraît être proportionnel à la quantité d'eau évaporée et à un coefficient qui dépend de l'état d'hydratation du ciment. On peut écrire le retrait sous la forme :

$$\Delta = \lambda_0 \epsilon_{Hn} \epsilon$$

où λ_0 pris à un instant déterminé pour lequel $\epsilon = 0$ a la dimension inverse d'un volume, et ϵ_H est la quantité d'eau combinée au ciment entre cet instant et celui de la mesure. Pour obtenir une expression de ϵ_H , nous avons, dans le cas du ciment utilisé, la valeur ϵ_a de l'eau absorbée :

$$\epsilon_H = \epsilon_{H0} + \epsilon_{a(0)} + \theta \epsilon_{an} \left[\frac{\epsilon_a(t) - \epsilon_{a(0)}}{\epsilon_{a(n)}} \right]^{1/3}$$

mais nous ne doutons pas que cette expression soit arbitraire. Elle fournit cependant des résultats globaux de retrait qui coïncident assez bien avec ceux de l'expérience. De toutes façons, il semble qu'il y aurait lieu de rechercher par un moyen plus direct la valeur de ϵ_H

tandis que, par ailleurs, la relation $\epsilon_{\text{H}} = \frac{\Delta}{\lambda_0 \epsilon}$ doit permettre de retrouver la courbe d'hydratation à partir de la mesure du retrait et de celle de l'évaporation.

La théorie établie a l'avantage de permettre une prévision du retrait d'un ciment en pâte pure grâce à quelques données limitées. Les mesures de retrait, d'évaporation et d'absorption d'eau poussées jusqu'à 1 mois donnent en effet la connaissance du coefficient $\lambda = \lambda_0 \epsilon_{\text{H}}$ pendant cette période.

Lorsque l'on connaît par ailleurs la variation de ϵ_{H} pendant ce temps, on peut en déduire λ_0 , puis connaissant α , on en tire λ_∞ et le retrait définitif.

Nous avons donné dans ce mémoire les détails de la méthode de calcul et les abaques correspondants qui conduisent à la détermination du retrait définitif probable. En examinant de cette manière un nombre important de résultats d'essais, nous avons pu constater que le coefficient λ_∞ était toujours plus élevé pour les super et H. R. I. que pour les Portland 250-315. De même le retrait définitif à 50 % d'humidité des ciments de la première catégorie varie entre 3 et 4 mm/m tandis que celui des autres est compris entre 2,4 et 2,8 mm/m. La mesure du retrait jusqu'à 30 jours seulement ne permet pas à elle seule de faire cette discrimination et la détermination de Δ_∞ rendue possible par ce calcul est le complément indispensable de l'essai.

Parmi les buts que nous avons cherché à atteindre se trouvait la prévision du retrait d'un béton d'après la connaissance de celui du ciment. Le premier point important est que l'eau absorbée pendant un séjour dans l'eau n'intervient pas d'une manière sensible dans le retrait ultérieur. Ce n'est plus, pour une grande part, de l'eau liée à la structure mais une eau libre remplissant les vides de celle-ci. La quantité d'eau intervenant dans le retrait reste donc ϵ_0 , eau de gâchage, ou mieux :

$$\epsilon' = \epsilon - \frac{\epsilon_0}{\epsilon_0 + \epsilon_a}.$$

Le second point important est la détermination du coefficient de proportionnalité λ . On trouve à chaque instant :

$$\lambda_b = \rho \frac{\mu_c}{\mu_b} \lambda_c$$

où μ_b et μ_c sont les rapports eau/ciment de la pâte pure et du béton, et ρ un coefficient inférieur à l'unité qui tient compte de la rigidité du squelette d'agrégats. Dans notre exemple nous avons trouvé $\rho = 0,80$. Il serait utile de voir comment ρ varie suivant le type de granulométrie, la forme et la grosseur des agrégats. Finalement si l'on connaît le retrait du ciment à un instant donné, μ_b et μ_c , les rapports E/C du ciment et du béton, ϵ_b et ϵ_c les pertes d'eau au même instant pour des conditions de conservation identiques, on aura :

$$\Delta_b = \rho \Delta_c \frac{\mu_c}{\mu_b} \frac{\epsilon_b}{\epsilon_c}$$

soit pour le retrait définitif en fonction du dosage en ciment D :

$$\Delta_b = \rho \Delta_c \frac{D_b}{D_c}$$

Ceci montre que le retrait final est proportionnel au dosage « pour une même granulométrie ». Hâtons-nous d'ajouter que ce résultat ne peut être considéré qu'à titre

provisoire. De nouvelles études sont encore nécessaires pour le confirmer.

Une remarque importante faite au cours de ces essais est la persistance du gonflement de la pâte de ciment pendant sa conservation dans l'eau.

Certains essais ayant duré plus de 4 ans nous ont montré que le gonflement n'était pas encore arrêté et tendait à se poursuivre suivant une allure : $\Delta_g = N \log t$. Le gonflement du béton par rapport à celui de la pâte pure est dans le même rapport approximatif que les retraits correspondants. Il peut être, dans certains cas, utile de le considérer.

Une autre remarque importante peut être faite à propos du retrait final des ciments comme des bétons. Quel que soit le temps de conservation dans l'eau préalable à la mise à l'air sec, le retrait définitif est pratiquement le même. Ce fait, vérifié expérimentalement à plusieurs reprises, nous amène à combattre une légende qui voulait que le retrait soit d'autant plus faible que la conservation à l'eau avait été plus longue. Cette opinion aussi répandue que nuisible a été créée par une apparence sur des essais de courte durée car, en effet, la vitesse de retrait diminue très sensiblement avec l'âge de mise à l'eau, principalement sur les pâtes pures. Mais si l'on a la patience de poursuivre les mesures pendant plusieurs années, on voit nettement que toutes les courbes ont tendance à se rejoindre.

Parlons maintenant de la partie réversible du retrait. Nous avons pu montrer que $\Delta_R = \Delta \frac{\lambda_0}{\lambda_a}$, en d'autres termes, la partie permanente du retrait est :

$$\Delta - \Delta_R = \Delta \frac{\lambda_a - \lambda_0}{\lambda_a}$$

Ceci veut dire que le rapport entre le retrait permanent et le retrait total est proportionnel au rapport entre la quantité d'eau entrée en combinaison pendant la mise à l'air et la quantité totale d'eau hydratée au moment de la mise à l'eau. En tenant compte du gonflement qui se produit par ailleurs durant tout séjour dans l'eau, ceci doit permettre la détermination plus précise de la vitesse d'hydratation du ciment dans différentes atmosphères.

3° Fissuration spontanée.

Nous avons décrit dans ce mémoire l'essai type de fissuration spontanée de la pâte pure de ciment et pour expliquer cette fissuration, nous avons émis l'hypothèse qu'elle se produisait à partir de la surface lorsqu'une épaisseur suffisante était soumise à un allongement supérieur à une certaine grandeur caractéristique du ciment. Ceci nous a permis de comprendre pourquoi le temps de fissuration est indépendant du volume de l'éprouvette. Il dépend au contraire de la perméabilité de la pâte pure et de l'état hygrométrique de l'air ambiant. Ce temps de fissuration paraît être une caractéristique très intéressante à connaître, principalement par le fait qu'il se détermine grâce à un essai beaucoup plus rapide qu'une étude du retrait et qu'il permet de sélectionner les ciments en un temps très court.

La vitesse de fissuration superficielle du béton n'a pas été dégagée avec autant de clarté. Il semble cependant que la fissuration doive apparaître lorsque $\frac{\Delta_s}{d \Delta / dx}$ dépasse

une certaine valeur qui dépend de la granulométrie et, plus particulièrement, de la plus grande dimension des agrégats superficiels. Il faut donc, pour éviter la fissuration, que le béton de surface soit le plus étanche possible ou que la dessiccation soit réduite artificiellement. Il faut également que le ciment employé ait un temps de fissuration supérieur à 24 heures dans les conditions précises de l'expérience. L'emploi d'une membrane de protection constituée par un vernis spécial répandu sur le béton frais est vivement conseillé.

4^e Chlorure de calcium.

L'influence du chlorure de calcium est très sensible sur le retrait des ciments Portland. Cette influence est modérée jusqu'à un dosage de 2 %; le retrait est augmenté de 50 à 75 % de sa valeur. Au-delà de 2 % le retrait est considérablement accru, 100 % à 2,5 % de CaCl² et 170 % à 3 % de CaCl². D'autre part, l'addition de ce sel fait tomber le temps de fissuration d'une façon très brusque pour la pâte pure. Dans le cas du béton, cette influence est beaucoup moins sensible. Ceci tient peut-être à la plus grande dilution du produit. Jusqu'à 2 % de dosage l'augmentation de retrait est faible. Elle devient sensible à partir de cette valeur. On peut donc conclure que l'emploi de chlorure de calcium n'augmente pas

sérieusement le retrait du béton à condition que la quantité utilisée reste inférieure à 2 % dans le cas étudié.

Il serait intéressant que cette étude soit poursuivie sur d'autres ciments et d'autres dosages.

Il reste cependant le point obscur de la fissuration superficielle. Devant la chute extrêmement rapide du temps de fissuration du ciment suivant l'addition de CaCl², il est à craindre que le béton soit influencé dans le même sens. Il y a donc lieu, dans les cas d'utilisation du produit, de prendre des précautions supplémentaires de protection superficielle.

Notons pour terminer que ce rapport ne tend pas à clore notre travail. Un programme de recherches portant plus spécialement sur le béton est en cours de réalisation. Il nous apportera des précisions et permettra de vérifier les quelques hypothèses que nous avons faites. L'étude du retrait est fort longue et compliquée, les surprises sont fréquentes. Souhaitons que de nouveaux résultats inattendus ne viennent pas, une fois de plus, contredire la tentative d'interprétation que nous avons faite ici.

Mais de toute façon, nous pensons que le lecteur est assez éclairé pour nous excuser de ne pas prétendre lui fournir du premier coup une vérité définitive.

Seule l'expérience peut nous donner la vérité, le reste n'est que le désir de trouver dans la nature le reflet de notre esprit.

ANNEXE

Extrait d'une lettre de M. Louis ROZIER, Ingénieur E. C. P., du Bureau Sécuritas, de Tanger.

En particulier, l'auteur a fait mention d'études sur l'influence d'une pellicule de peinture et de résine appliquée à la surface du béton.

J'ai pensé qu'il vous serait agréable et intéressant de connaître ce qui a déjà été fait sur cette question dans d'autres pays.

Pendant que j'étais à Shangai comme Ingénieur en Chef Directeur des Travaux Publics, nous avons fait de 1927 à 1940 des études et réalisé des applications pour remédier au retrait du béton.

Pour les surfaces horizontales de béton telles que les terrasses de bâtiments et revêtements de chaussées, l'évaporation a été neutralisée par l'épandage d'une couche d'émulsion d'asphalte. Cet épandage se faisait sur le béton aussitôt mis en place.

Les avantages constatés ont été tels qu'en 1936 à Chicago j'avais documenté le *Cement Association Laboratory* sur l'influence de la couche imperméable sur la prise du béton. Ce procédé avait permis de couler des terrasses et des routes en béton sous un soleil de 65° C et de laisser faire prise sous la couche d'émulsion sans aucune autre protection. Nulle fissure ne s'est produite par retrait ou autre cause et ce système fut donc appliqué pendant une période de plus de 10 ans avec succès.

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

AVRIL-MAI 1952

Cinquième Année, N° 52-53.

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

MANUEL DE LA CHARPENTE EN BOIS (XIII)

STABILITÉ DES CONSTRUCTIONS APPLIQUÉE AUX BOIS

PREMIÈRE PARTIE

STATIQUE GRAPHIQUE

Par M. G. VRAIN,

Ingénieur des Ponts et Chaussées, Attaché au Service Central d'Études Techniques du Ministère des Travaux Publics.

SOMMAIRE

	Pages.		Pages.
1. Forces	516	13. Moment résultant d'un système de forces	525
2. Projections des forces	516	14. Cas particulier des forces parallèles	526
3. Moments des forces	516	1 ^o Somme des moments par rapport à un point d'un système de forces parallèles	526
3 bis. Couple de forces	517	2 ^o Ligne représentative du moment par rapport à un point P quelconque des forces situées dans la même région d'un plan	520
4. Composition des forces	517	3 ^o Détermination de l'échelle des moments	527
1 ^o Composition de deux forces	517	15. Applications	527
2 ^o Composition d'un système de plus de deux forces	517	1 ^o Réactions d'appui dans le cas d'une poutre sur appuis simples	527
3 ^o Composition de deux forces parallèles	517	2 ^o Réactions d'appui dans le cas d'une ferme de comble courbe	528
4 bis. Condition d'équivalence de la résultante et des forces appliquées	518	3 ^o Centre de gravité d'une section quelconque	529
5. Décomposition des forces	518	4 ^o Moment statique d'une surface	530
5 bis. Cas des forces parallèles	518	5 ^o Moment d'inertie d'une surface	531
6. Réduction d'un système de forces	519	6 ^o Applications diverses	533
1 ^o Réduire le système à une force unique	519		
2 ^o Réduire le système à une force unique et un couple	519		
3 ^o Réduire le système à deux forces et un couple	519		
7. Systèmes en équilibre	519		
8. Polygone des forces	520		
9. Polygone funiculaire	521		
10. Propriétés géométriques du polygone funiculaire	521		
1 ^o Première proposition	521	16. Courbe funiculaire, ligne de charge	533
2 ^o Deuxième proposition	522	17. Équation différentielle des courbes funiculaires	536
3 ^o Troisième proposition	523	18. Calcul graphique d'intégrales	537
11. Conditions graphiques d'équilibre d'un système de forces	523	1 ^o Représentation graphique d'une fonction	537
12. Réduire un système de forces à deux composantes	524	2 ^o Intégrale définie d'une fonction dans un intervalle donné	538
		3 ^o Construction graphique de la courbe intégrale	539
		4 ^o Application	540
		5 ^o Remarques	540

COMPLÉMENTS

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

PREMIÈRE PARTIE

STATIQUE GRAPHIQUE

Sous le nom de statique graphique, il faut comprendre l'ensemble des procédés géométriques qui permettent, par l'exécution d'épures, la résolution des problèmes que posent la résistance des matériaux et la stabilité des constructions. Son domaine d'application s'étend d'ailleurs à de nombreux problèmes de calcul pur tels que la recherche des intégrales définies de certaines fonctions. Aussi serait-il plus exact d'intituler cette étude « calcul graphique ».

Elle nécessite évidemment des épures soignées, exécutées avec le maximum de précision possible, moyennant quoi, les résultats qu'elle fournit sont largement suffisants pour satisfaire aux besoins les plus courants. Pour le projeteur, exercé à son emploi, elle présente le gros avantage de permettre des vérifications quasi automatiques que le calcul analytique n'offre pas aussi facilement. Dans tout ce qui suit, nous n'envisagerons que des systèmes de forces plans, c'est-à-dire des systèmes dont toutes les forces sont contenues dans un même plan.

1. Forces.

Sur une épure, on représente une force par un vecteur orienté. Elle sera ainsi complètement définie dans le plan qui la contient :

L'origine du vecteur est le point d'application de la force.

La direction du vecteur est celle de la ligne d'action de la force.

Le sens du vecteur est le sens d'action de la force.

La longueur du vecteur enfin donnera, à l'échelle choisie, l'intensité de la force.

Ainsi, dans la figure ci-contre (fig. 1), la force F_1 de 3 000 kg est représentée par le vecteur AB de 3 cm de longueur (échelle des forces : 1 cm pour 1 000 kg) et dirigée suivant la flèche disposée à l'extrémité B de ce vecteur dont le point A est le point d'application.

RÉSUMÉ

Le but de l'étude ci-après est de rappeler, aussi succinctement que possible et sans développements mathématiques excessifs, les principes essentiels sur lesquels est basé le calcul graphique.

Après un exposé sommaire sur les systèmes de forces, sur la recherche de leur résultante et de leurs conditions d'équilibre, sur les polygones funiculaires et leurs propriétés géométriques, il est donné plusieurs exemples d'application de ces principes aux cas les plus courants qui se présentent dans le calcul des structures de charpente.

Cette étude est complétée par des notions sommaires sur l'intégration graphique des fonctions et sur les courbes funiculaires et l'équation différentielle qui relie l'expression de l'ordonnée d'une courbe funiculaire à celle de la ligne de charge dont elle dépend. De cette relation découlent certaines propriétés dont il est fait une large application dans les problèmes qui se posent en résistance des matériaux.

2. Projection des forces (fig. 1).

Supposons deux axes rectangulaires OX et OY dont le plan contient la force F_1 , soit le vecteur AB représentant une force dont le point d'application est en A de coordonnées x_1, y_1 et l'extrémité en B de coordonnées x'_1, y'_1 .

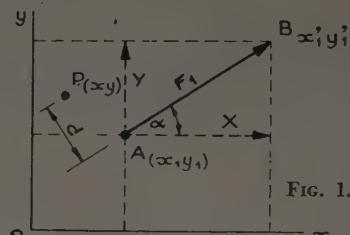


FIG. 1.

Menons par A et B des parallèles aux axes de coordonnées. X et Y sont les composantes ou projections de la force F_1 dans le système d'axes donné; on appellera, pour mémoire, que l'on a les relations :

$$X = F_1 \cos \alpha;$$

$$Y = F_1 \sin \alpha.$$

α étant l'angle défini ci-contre tel que l'on ait :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{y'_1 - y_1}{x'_1 - x_1}.$$

3. Moment d'une force.

On appelle moment d'une force, par rapport à un point P du plan (de coordonnées x et y) le produit de l'intensité de la force par la longueur d de la distance du point P à la ligne d'action de la force. Il s'exprime par la relation :

$$M_P = F_1 d \quad (1).$$

SUMMARY

The purpose of the following study is to present as succinctly as possible and without undue mathematical development, the essential principles of graphic calculation.

Following a brief account of systems of forces, the location of their resultants and their conditions of equilibrium, of funicular polygons and their geometric properties, the application of these principles to the most common cases in calculations of timber structures is shown by several examples.

This study is completed by some rudimentary notions on the graphic integration of functions, on funicular curves, and on the differential equation linking the expression of the ordinate of a funicular curve to that of the load line of which it is the function. From this relationship stem certain properties largely applied to problems dealing with strength of materials.

On démontre, en mécanique, que ce moment est égal à la somme des moments des deux composantes X et Y. On a donc :

$$M_p = Y(x - x_1) - X(y - y_1)^{(2)}.$$

3 bis. — Couples de forces (fig. 2 et 3).

On appelle couple de forces, deux forces égales, de sens opposés, agissant respectivement sur deux lignes d'action parallèles séparées par une distance d appelée bras de levier du couple. Un couple tend à faire tourner le corps auquel il est appliquée. Le moment d'un couple est constant quel que soit le point P du plan que l'on considère, et égal au produit d'une des forces composantes par le bras de levier.

$$M = F_1 d.$$

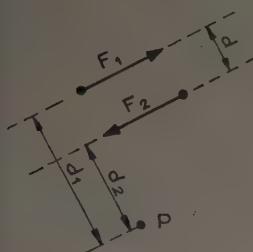


FIG. 2.



FIG. 3.

Il est facile de démontrer en effet que l'on a :

$$\begin{aligned} M &= F_1 d_1 - F_2 d_2, \quad \text{et puisque : } F_1 = F_2, \\ \text{on a :} \quad M &= F_1(d_1 - d_2) = F_1 d. \end{aligned}$$

On pourra donc toujours substituer à un couple donné ⁽³⁾ un autre couple dont les composantes seront appliquées sur deux directions parallèles quelconques. Les nouvelles composantes devant conserver l'égalité de la relation :

$$M = F_1 d = F'_1 d'.$$

ce qui permet de calculer :

$$F'_1 = \frac{F_1 d}{d'} = \frac{M}{d'}.$$

4. Composition des forces.

Composer des forces, c'est chercher la force unique appelée résultante qui produise, sur le corps auquel les forces données sont appliquées, les mêmes effets mécaniques que celles-ci. La résultante est représentée par la somme géométrique des vecteurs représentant les forces données.

1^o Composition de deux forces (fig. 4).

On donne les deux forces : F_1 et F_2 (en direction, sens et intensité), leurs points d'application respectifs étant A_1 et A_2 . On se

propose de chercher (en direction, sens et intensité) la résultante de ces deux forces. Pour cela, chercher le point de concours O des lignes d'action de F_1 et F_2 , faire glisser F_1 le long de sa ligne d'action pour amener son origine en O , opérer de même pour F_2 . F_1 vient en F'_1 et F_2 en F'_2 . Construire sur F'_1 et F'_2 un parallélogramme dont la diagonale R donnera en direction, sens et intensité, la résultante du système des deux forces F_1 et F_2 .

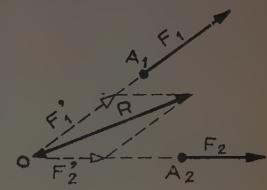


FIG. 4.

2^o Composition d'un système de plus de deux forces (fig. 5).

Pour plus de deux forces, on opère comme il est indiqué ci-dessus, de proche en proche. Soient, par exemple les trois forces F_1, F_2, F_3 . On cherche d'abord la résultante R_{1-2} des deux premières forces F_1 et F_2 , puis on détermine la résultante R_{1-2-3} des deux forces R_{1-2} et F_3 . Le problème ne présente aucune difficulté et cette composition de proche en proche peut être étendue à un nombre quelconque de forces. On ne l'indique d'ailleurs que pour mémoire car on ne l'emploie guère dans la pratique et nous verrons plus loin le procédé qui permet de résoudre plus commodément ce problème sans être arrêté par la position des points O_{1-2} et O_{1-2-3} qui peuvent sortir des limites de l'épure.

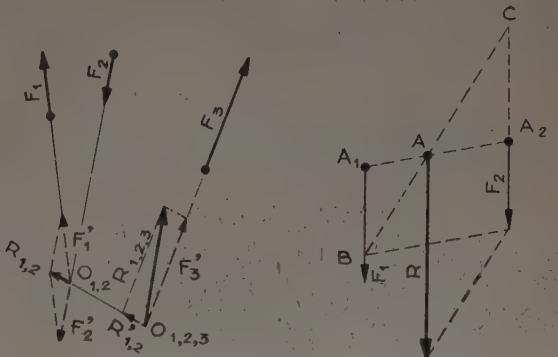


FIG. 5.

FIG. 6.

3^o Composition de deux forces parallèles (fig. 6 et 7).

Dans ce cas particulier, la construction indiquée ci-dessus tombe en défaut, le point de concours des lignes d'action étant rejeté à l'infini.

La résultante R a pour valeur la somme algébrique des deux forces F_1 et F_2 . Reste à trouver sa ligne d'action. Pour cela, porter la longueur du vecteur F_2 sur la ligne d'action de F_1 de façon que $A_1 B = F_2$.

Porter en sens inverse la longueur du vecteur F_1 sur la ligne d'action de F_2 de façon que $A_2 C = F_1$.

Joindre BC qui coupe $A_1 A_2$ en A . C'est le point de passage de la ligne d'action de la résultante R dont le vecteur qui la représente a pour longueur la somme de F_1 et de F_2 .

⁽¹⁾ Le signe du moment est donné par l'observation du sens de rotation autour du point P que la force imprimerait à un système libre de tourner autour de ce point. Le sens positif est celui des aiguilles d'une montre.

⁽²⁾ Dans cette formule $X, Y, x-x_1$ et $y-y_1$ sont affectés chacun d'un signe dont la combinaison algébrique donne le signe de M_p .

⁽³⁾ Un couple est défini d'ailleurs sans ambiguïté par la valeur de son moment. On dit, par exemple, « un corps sollicité par un couple de M kilogrammètres ou de M tonnes-mètres ».

Si les deux forces F_1 et F_2 étaient de sens opposés, on aurait la construction ci-contre qui est la même que la précédente : porter F_2 sur la ligne d'action de F_1 en A_1B , porter F_1 en sens inverse sur la ligne d'action de F_2 en A_2C . Joindre BC et prolonger jusqu'à l'intersection A avec A_1A_2 . A est le point de passage de la ligne d'action de R qui doit être égal en valeur absolue à : $F_1 - F_2$.

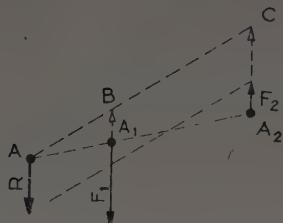


FIG. 7.

4 bis. — Condition d'équivalence de la résultante et des forces appliquées.

Si l'on se réfère à deux axes de coordonnées, Ox et Oy , on doit avoir les relations suivantes :

a) La projection sur Ox de la résultante doit être égale à la somme algébrique des projections sur Ox des forces appliquées, ou :

$$X_R = X_1 + X_2 + \dots + X_n.$$

b) La projection sur Oy de la résultante doit être égale à la somme algébrique des projections sur Oy des forces appliquées, ou :

$$Y_R = Y_1 + Y_2 + \dots + Y_n.$$

c) Le moment de la résultante par rapport à un point quelconque du plan doit être égal à la somme algébrique des moments, par rapport à ce point, des forces appliquées, ou :

$$M_R = M_1 + M_2 + \dots + M_n.$$

5. Décomposition des forces.

C'est l'opération inverse de la précédente (fig. 8) : étant donné une force F_1 , on cherche les deux composantes F'_1 et F'_2 agissant suivant deux lignes d'action de directions données Δ_1 et Δ_2 , dont le point de concours O est sur la ligne d'action de F_1 et qui produiront sur le corps, auquel elles seront appliquées, les mêmes effets mécaniques que la force F_1 .

On fait glisser F_1 le long de sa ligne d'action pour amener en O son point d'application et on construit sur le vecteur OB le parallélogramme dont OB est la diagonale. Les deux côtés de ce parallélogramme sont les deux composantes F'_1 et F'_2 de la force F_1 .

On comprendra que F_1 peut être la résultante d'un système de forces quelconques.

Il est assez rare, dans la pratique, que les deux directions Δ_1 et Δ_2 suivant lesquelles on a besoin de rechercher les composantes, se coupent sur la ligne d'action de la force F_1 . Nous verrons à l'article « Réduction des systèmes de forces » comment l'on procède dans le cas particulier où le point O tombe en dehors de la ligne d'action de F_1 . Un cas qui se présente plus fréquemment (fig. 9) est celui de la décomposition d'une force F_1 suivant deux com-

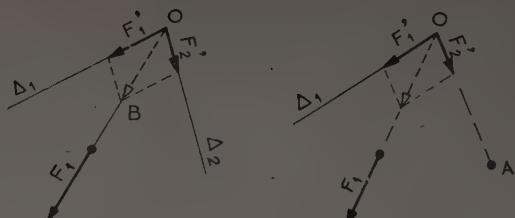


FIG. 8.

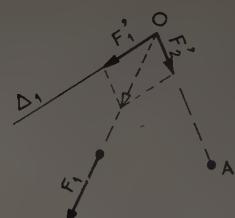


FIG. 9.

posantes, dont l'une doit avoir une ligne d'action Δ_1 donnée et dont l'autre passe par un point A donné.

Le problème se ramène très simplement au précédent. Le point O est le point de concours de la ligne d'action Δ_1 et de la force F_1 . On a ainsi en joignant OA la direction de la seconde composante cherchée et on opère sur ces deux directions comme précédemment.

5 bis. — Cas particulier des forces parallèles.

Lorsque les lignes d'action des deux composantes cherchées sont parallèles à la ligne d'action de F_1 , la construction ci-dessus se trouve en défaut. On opérera comme il suit :

a) Les directions Δ_1 et Δ_2 sont situées de part et d'autre de F_1 (fig. 10). Mener par A une transversale quelconque CD . Projeter F_1 sur la direction Δ_1 en CE (en menant BE parallèle à CD). Joindre ED . Le point G situé à l'intersection de ED et de F_1 donne les deux composantes AG et GB que l'on rappelle sur Δ_1 et sur Δ_2 en F'_1 et F'_2 .

La démonstration en est aisée par la considération des triangles semblables de la figure. La mécanique nous enseigne que :

$$F'_1 = F_1 \times \frac{AD}{CD}$$

et :

$$F'_2 = F_1 \times \frac{CA}{CD}.$$

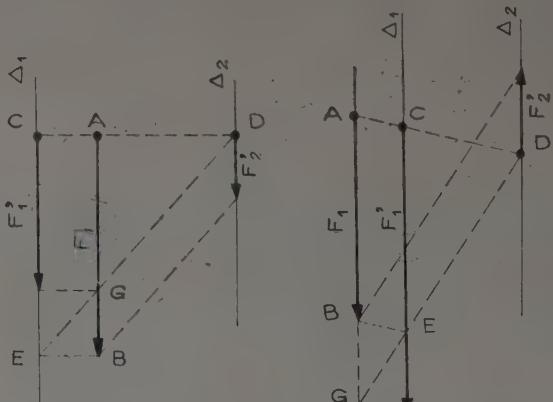


FIG. 10.

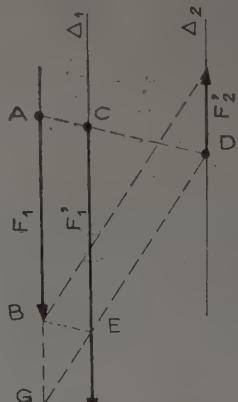


FIG. 11.

b) Les directions Δ_1 et Δ_2 sont toutes les deux du même côté de F_1 (fig. 11). On opérera comme il suit, l'ordre des constructions et les notations étant les mêmes :

Mener par A une transversale AD. Projeter F_1 sur la direction Δ_1 en CE en menant BE parallèle à AD, joindre ED (et prolonger). Le point G situé à l'intersection de ED et de F_1 donne les deux composantes AG et GB que l'on rappelle sur Δ_1 et sur Δ_2 en F'_1 et F'_2 .

Il est facile de démontrer que l'on a, comme la mécanique nous l'enseigne :

$$F'_1 = F_1 \times \frac{AD}{CD}$$

$$F'_2 = F_1 \times \frac{AC}{CD}$$

Ces deux problèmes se rattachent à la question classique de la recherche des *actions produites aux appuis d'une poutre sur appuis simples CD*, par une charge P (c'est la force F_1) située soit entre ces appuis (cas d'une solive par exemple) soit extérieurement à ces appuis (cas d'une solive prolongée par une console).

6. Réduction d'un système de forces.

Réduire un système de forces donné $F_1, F_2, F_3, \dots, F_n$ c'est lui substituer un autre système de forces plus simple qui lui soit équivalent au point de vue mécanique.

Suivant les besoins d'une étude concrète, on pourra soit :

1° Réduire le système à une force unique.

Dans ce cas la force unique équivalente sera la *résultante générale* du système dont on cherchera la *ligne d'action*, le *sens* et l'*intensité* en suivant la méthode indiquée pour la composition des forces. Elle aura ainsi une position dans le plan nettement déterminée.

2° Réduire le système à une force unique et un couple (fig. 12).

Etant donné un système $F_1, F_2, F_3, \dots, F_n$, on veut le remplacer par une force unique passant par un point A donné. La force unique équivalente au système est la résultante R que l'on détermine en position, sens et intensité d'après les indications précédentes. Or, on peut transporter cette force R parallèlement à elle-même pour l'amener à passer par le point A, à condition de lui adjoindre un couple correcteur égal au moment de R par rapport à A, soit : $M = R \times d$. Ce couple, représenté sur la figure par son sens de rotation, peut être matérialisé par deux forces C et C' astreintes à passer par deux points D et E par exemple, qui peuvent être, dans un cas particulier donné, les points de passage

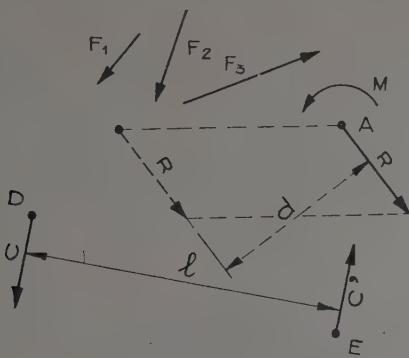


FIG. 12.

des lignes d'action des réactions des appuis du corps auquel le système de force est appliqué. On doit avoir la relation $C \times l = M = R \times d$ d'où :

$$C = \frac{R \times d}{l}$$

En définitive, le système de forces proposé se trouve réduit à la force R' passant par A et au couple des forces C et C' par exemple dont le moment est égal à $R \times d$.

3° Réduire le système à deux forces et un couple (fig. 13).

Le problème précédent, qui permet de réduire un système à une force unique et un couple, impose à cette force unique une direction qui est parallèle à celle de la résultante du système. Supposons qu'au contraire on se fixe les lignes d'action Δ_1 et Δ_2 des composantes de cette force passant par le point A. Comme ci-dessus on transporte en A, parallèlement à elle-même, la résultante R du système $F_1, F_2, F_3, \dots, F_n$, en lui adjoignant le couple correctif $M = R \times d$, puis on décompose R' suivant les deux directions Δ_1 et Δ_2 , soient R_1 et R_2 les deux composantes. Finalement, on a réduit le système donné au système équivalent formé par les forces R_1 et R_2 de lignes d'action fixées et au couple M qu'on peut, suivant les nécessités de l'épure, matérialiser par deux forces C et C' comme au paragraphe précédent.

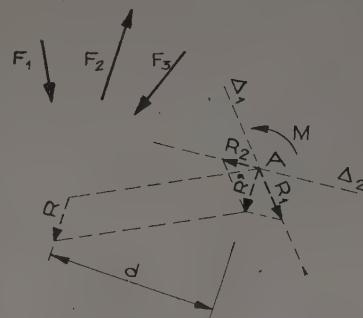


FIG. 13.

On trouvera plus loin, à l'étude de la recherche des réactions d'appui, l'application de ces principes généraux qu'il ne faut pas perdre de vue et sur lesquels on ne saurait trop insister. Nous les résumons ainsi :

— Une force peut se transporter par glissement le long de sa ligne d'action sans modifier l'état mécanique du corps auquel elle est appliquée.

— Une force peut se transporter parallèlement à sa ligne d'action en un point quelconque du plan à condition de lui adjoindre un couple correcteur de transport égal à l'intensité de la force multipliée par la distance de translation.

— Un couple M peut toujours se matérialiser par deux forces parallèles et de sens opposés C et C' liées par la relation $M = C \times d$, d étant la distance des lignes d'action des composantes (§ 3 bis).

7. Systèmes en équilibre.

On dit qu'un système de forces est en équilibre dans l'espace ou dans le plan, lorsqu'il n'est susceptible d'être animé d'aucun mouvement.

Supposons un corps quelconque soumis à des forces F_1, F_2, F_3 (fig. 14). Sous l'action de ces forces, il tendrait, s'il était libre, à se mettre en mouvement, dans une direction qui serait celle de la résultante des forces appliquées.

Dans les systèmes constructifs fixes, les charpentes en particulier, on empêche ce corps de prendre un mouvement quelconque par des dispositifs appropriés appelés appuis. On a alors non plus un solide libre mais un solide gêné qui reste en équilibre parce que ses appuis développent des réactions dont la résultante est une force égale et directement opposée à la résultante du système $F_1, F_2, F_3, \dots, F_n$ des forces appliquées.

On voit ainsi que si l'on considère l'ensemble des forces $F_1, F_2, F_3, \dots, F_n$ et des réactions d'appui il faut, pour qu'il y ait équilibre :

- 1° Que la résultante générale soit nulle;
- 2° Que le moment résultant de toutes les forces soit nul.

La résultante générale étant nulle, le corps ne peut subir aucune translation.

Le moment résultant étant nul, il ne peut subir aucune rotation. Il reste donc fixe dans l'espace.

Essayons de donner un exemple pour être moins abstrait.

Supposons un corps soumis aux forces F_1, F_2, F_3 , et supporté par un axe O autour duquel il peut tourner (on ne tient pas compte évidemment du poids propre du corps) (fig. 15).

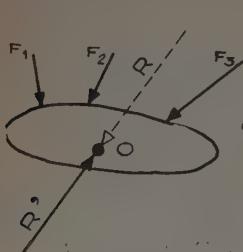


FIG. 15.

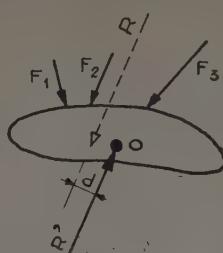


FIG. 16.

Dans le cas de la figure 15, la résultante R des forces F_1, F_2, F_3 , passe par l'axe O. Cet axe développera alors une réaction R' égale et directement opposée à R. On conçoit bien que le corps reste en équilibre : puisque R passe par l'axe, le corps ne peut ni se déplacer par translation, ni tourner. C'est donc que l'ensemble des forces F_1, F_2, F_3 et R' est en équilibre. On vérifierait aisément que la résultante générale est nulle et que la somme des moments des forces F_1, F_2, F_3, R' est nulle en particulier pour le point O.

Supposons un autre corps (fig. 16), soumis à des forces F_1, F_2, F_3 , toujours supporté par un axe O, mais où au contraire la résultante R des forces appliquées ne passe pas par l'axe. Cet axe développera une réaction R' égale, de direction parallèle et de sens opposé à R. La résultante générale de toutes les

forces F_1, F_2, F_3 et R' est donc nulle, mais il subsiste un couple résultant égal à $R' \times d$. Le corps ne peut se déplacer par translation, mais il peut prendre un mouvement de rotation autour de O sous l'effet du couple résultant ; il n'est donc pas en équilibre.

8. Polygone des forces (fig. 17).

On considère un système de forces $F_1, F_2, F_3, \dots, F_n$, données par leurs lignes d'action, en position, dans le plan de l'épure. Prenons un point A quelconque du plan, considéré comme origine. Par ce point A menons en AB un vecteur 1 équipollent (⁽¹⁾) à la force F_1 . A la suite de ce vecteur, par le point B, menons BC équipollent à F_2 , puis CD équipollent à F_3 , et enfin, pour le cas de figure ci-contre limité à quatre forces, DE équipollent à F_4 . On a construit ainsi ce qu'on appelle le *polygone des forces* ou *dynamique des forces* du système considéré. Le point E est l'extrémité du polygone des forces. Si l'on joint l'origine A à l'extrémité E on a ainsi la résultante générale R du système donné, en direction, sens et intensité (mais non en position par rapport aux forces composantes).

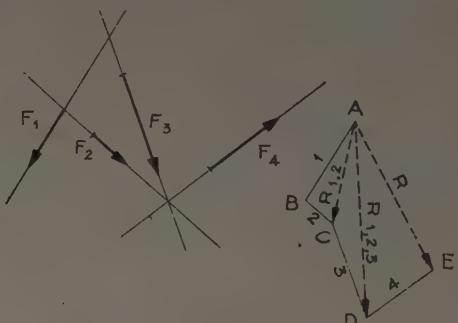


FIG. 17.

On aurait de même en joignant AC la résultante partielle R_{1-2} des forces F_1 et F_2 et en joignant AD la résultante partielle R_{1-2-3} des forces F_1, F_2, F_3 .

Il peut arriver que le point E vienne se confondre avec le point A ; dans ce cas la résultante générale est nulle, mais on ne peut en déduire que le système est en équilibre (⁽²⁾) ; il n'est pas susceptible de subir un mouvement de translation, mais peut subir un mouvement de rotation. Pour qu'il y ait équilibre, il faudrait que chacune des forces $F_1, F_2, F_3, \dots, F_n$ soit directement opposée à la résultante partielle des $n - 1$ autres forces, ce que le polygone des forces, à lui seul, ne peut révéler puisqu'il ne permet pas de situer sur le plan de position des forces l'emplacement de ces résultantes partielles. Nous allons voir comment la connaissance des propriétés des *polygones funiculaires* permet de faciliter la recherche de la position de la ligne d'action de la résultante d'un système de forces et permet aussi de définir les conditions graphiques d'équilibre de ce système (voir plus loin article 11).

(¹) Un vecteur est dit équipollent à un autre, lorsqu'il lui est parallèle, de même sens et de même longueur.

(²) Pour qu'un système de forces soit en équilibre, il faut (art. 7) :

1° Que la résultante générale soit nulle;

2° Que le moment résultant des composantes par rapport à un point soit nul.

9. Polygone funiculaire (fig. 18).

Soit un système de forces F_1, F_2, F_3, F_4 par exemple donné sur une épure dite « épure des longueurs » qui fixe, dans le plan, leurs lignes d'action, leurs directions, leurs sens et leurs intensités⁽¹⁾. Sur cette épure, les distances que l'on pourra être appelé à mesurer (par exemple pour le calcul des moments) le seront à une échelle dite *échelle des longueurs*. Autrement dit, cette épure est une *épure de position des forces*.

Construisons sur une deuxième épure dite « épure des forces », à une échelle dite *échelle des forces*, un *polygone des forces* dont R est la résultante comme il est dit à l'article 8. L'ordre dans lequel on peut prendre les forces est sans importance, mais pratiquement on les considère dans

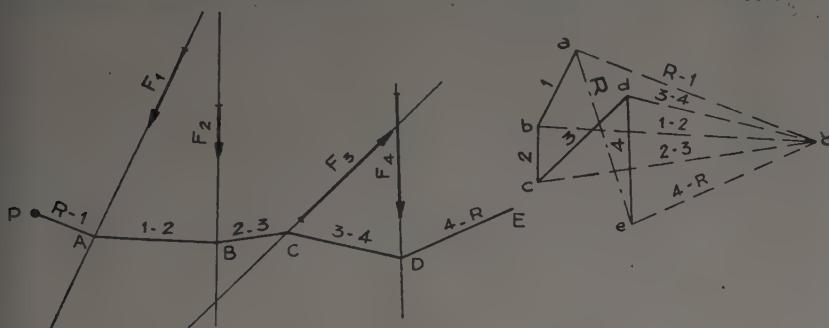


FIG. 18.

l'ordre où l'on rencontre les lignes d'action en partant de la gauche.

Choisissons un point O du plan appelé *pôle*. Joignons ce point O aux différents sommets a, b, c, d, e du polygone des forces, les droites ainsi obtenues $R-1, 1-2, 2-3, 3-4, 4-R$ sont appelées *rayons polaires*.

Prenons un autre point P quelconque. Par ce point, menons PA parallèle à Oa et qui coupe la ligne d'action de F_1 en A ; puis par A menons AB parallèle à Ob et qui coupe la ligne d'action de F_2 en B ; puis en B menons BC parallèle à Oc et ainsi de suite; on arrive ainsi à DE parallèle à Oe , dernier rayon polaire.

On a ainsi tracé le polygone $PABCDE$ appelé *polygone funiculaire*⁽²⁾.

Par un point P donné, on peut donc tracer une infinité de polygones funiculaires, il suffit de changer de *pôle*.

Étant donné un pôle O on peut aussi tracer une infinité de polygones funiculaires, il suffit de changer l'origine P .

Il est commode de numérotter les forces sur le polygone des forces dans l'ordre de succession et de numérotter les

rayons polaires à l'aide des indices des deux forces auxquelles ils aboutissent. Il s'ensuit qu'un côté du polygone funiculaire, BC par exemple, parallèle au rayon polaire Oc d'indice $2-3$ joindra les forces de même indice F_2 et F_3 .

10. Propriétés géométriques du polygone funiculaire.

La connaissance des propriétés suivantes du polygone funiculaire permettra, dans bien des cas, la simplification de l'exécution des épures. La démonstration de ces propriétés est basée sur des considérations de triangles semblables de l'épure des longueurs et de l'épure des forces.

Première proposition (fig. 19).

Pour un même système de forces donné, deux polygones funiculaires, correspondant à deux pôles différents O et O' , ont leurs côtés correspondants de même indice qui se coupent sur une droite Δ appelée *axe polaire* parallèle à la droite OO' qui joint les pôles.

Soit le polygone funiculaire $ABCD$ des forces F_1, F_2, F_3 construit avec le pôle O .

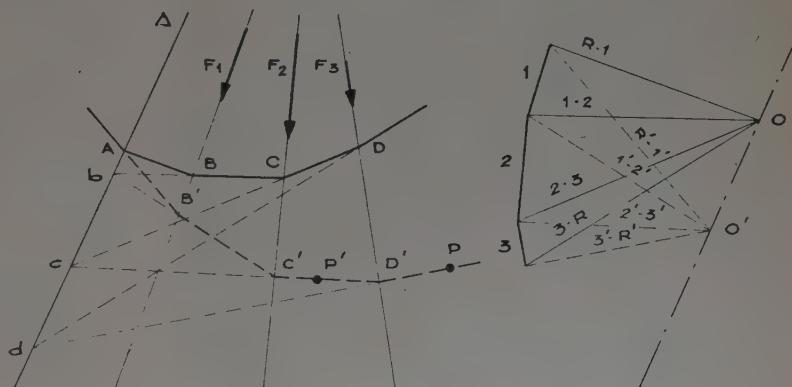


FIG. 19.

Par le point A construisons un autre polygone $AB'C'D'$ avec le pôle O' .

Les points b, c, d , intersections des côtés correspondants des deux funiculaires sont alignés sur la droite Δ parallèle à OO' et passant par le point A .

Nous démontrons ci-dessous que cette proposition est vraie pour une force F afin de simplifier les constructions. On peut l'étendre à un nombre quelconque de forces (fig. 20).

(1) La connaissance du point d'application des forces importe peu, une force pouvant toujours glisser le long de sa ligne d'action sans modifier son effet mécanique sur le corps auquel elle est appliquée.

(2) Cette terminologie est tirée de la théorie des systèmes funiculaires (ou équilibre des fils). Le polygone $PABCDE$ est la forme que prendrait un fil sans raideur propre fixé aux points P et E et soumis aux points $ABCD$ aux forces F_1, F_2, F_3, F_4 .



FIG. 20.

Soit ABC le polygone funiculaire de pôle O passant par A.

Par ce même point A faisons passer le funiculaire AB'C' construit avec le pôle O'.

Les côtés correspondants (homologues) BC et B'C' se coupent en M. Nous disons que AM est parallèle à la droite Δ passant par OO'.

En effet, au point B, les trois forces F-1-2 sont en équilibre d'après le dynamique abO (système I).

Il en est de même au point B' pour les trois forces F-1'-2' du second funiculaire.

Ces deux premiers systèmes sont équivalents.

On peut substituer, dans le dernier système, à la force 2' les deux forces fictives 2 et 3, transportées au point d'intersection M, et qui en sont les composantes d'après le triangle ObO' du dynamique. On obtient le système II.

Les deux systèmes de forces I (forces F-2-1) et II (F-2-3-1') sont donc également équivalents.

Dans les systèmes I et II les forces F et 2 sont respectivement équivalentes. Il en résulte que 1 est équivalent à la composante de 3 et 1' et puisque 1' et 1 se coupent en A par construction, il s'ensuit que 3 passe par le point A.

Cette proposition permet ainsi, étant donné un funiculaire ABCD... issu du point A donné, d'en tracer un autre passant par un point P également donné (fig. 19). Pour cela il suffit de tracer du point P une droite quelconque telle que Pd qui coupe le dernier côté du funiculaire donné Dd au point d. Joignons Ad, on a ainsi la droite Δ , lieu des intersections des côtés correspondants des deux funiculaires. On connaît donc les points c et b qui permettent de proche en proche le tracé du polygone funiculaire cherché. On n'a pas besoin par conséquent de tracer de nouveaux rayons polaires, ni même de rechercher le nouveau pôle O'. Ce dernier d'ailleurs est facile à déterminer, il suffit, du point O, de mener OO' parallèle à Δ et un rayon quelconque 3'-R' par exemple, parallèle au côté correspondant D'P.

Ce problème comporte une infinité de solutions, puisque du point P on peut mener une infinité de droites telles que Pd. Remarquons que le point P par lequel on s'astreint à faire passer le deuxième funiculaire peut se trouver sur un quelconque des côtés de ce funiculaire en P' par exemple, la droite Δ se trouverait alors déterminée par la position du point de concours c de CD et de C'D'.

Deuxième proposition.

Pour un même système de forces donné, tous les polygones funiculaires astreints à passer par deux points fixes A et P ont leurs pôles alignés sur une même droite OO' parallèle à la droite qui joint AP qui est l'AXE POLAIRE de la famille des funiculaires passant par les deux points donnés.

Ce n'est qu'un corollaire de la précédente proposition.

(Fig. 21). Soit le polygone funiculaire ABCDP des forces $F_1 F_2 F_3$ de pôle O et le polygone AB'C'D'P de pôle O'. En vertu de la première proposition, l'axe polaire AP est parallèle à la droite OO' qui joint les pôles et réciproquement tous les funiculaires passant par A et P auront leur pôle situé sur cette droite OO'. On remarquera qu'en vertu de la proposition précédente les points b et c, intersections des côtés correspondants des deux funiculaires, sont situés sur l'axe polaire Δ .

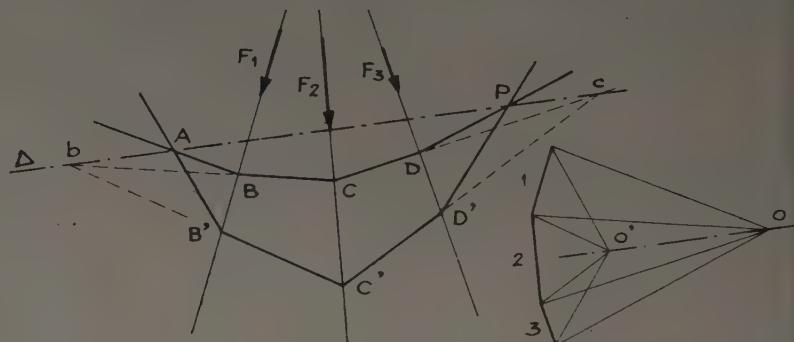


FIG. 21.

(Fig. 22). Cette proposition permet donc de résoudre le problème suivant : faire passer un funiculaire par trois points donnés A, P, M dans un système de forces $F_1 F_2 F_3$, etc., F_n .

On commence par tracer un premier funiculaire AB'C'D'E' en prenant un pôle quelconque O_1 ; puis en suivant la méthode de la proposition 1 on fait passer un second funiculaire par le point P en cherchant,

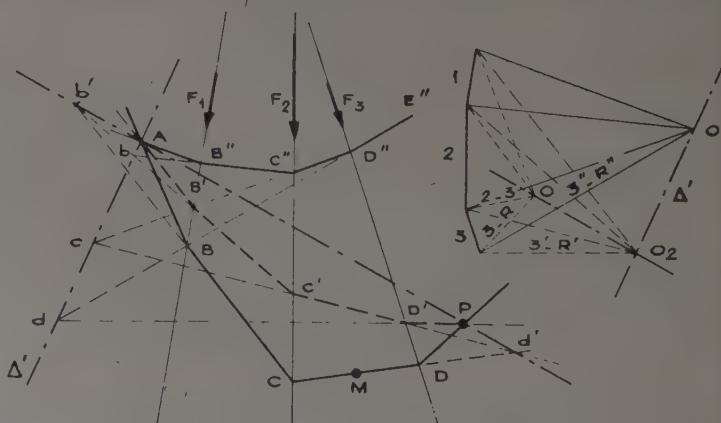


FIG. 22.

en d , l'intersection du côté $D'E'$ avec son correspondant $D'P$. L'axe polaire Δ' est la droite Ad et le nouveau pôle se trouve en O_2 sur une parallèle O_1O_2 à Δ' , O_2 étant déterminé par le rayon $3'-R'$ parallèle à $D'P$. On a ainsi le second funiculaire $AB'C'D'P$. La droite AP étant l'axe polaire de la famille des funiculaires passant par les points A et P ; le polygone appartenant à cette famille et passant par M sera ainsi déterminé : on prolongera $C'D'$ jusqu'à son intersection en d' avec la droite AP et du point d' on mènera la droite $d'M$ qui définit le côté CD du polygone cherché, correspondant de $C'D'$. D'autre part, le pôle O de ce polygone se trouvera sur la droite O_2O , parallèle à AP et à son intersection avec le rayon $2-3$ parallèle à CD . La connaissance du pôle O n'est d'ailleurs pas indispensable, puisqu'on peut compléter le funiculaire demandé en s'appuyant sur les propriétés de la droite polaire AP ; ainsi en prolongeant $B'C'$ on obtient b' qui permet de mener $b'BC$.

Troisième proposition (fig. 23).

L'intersection de deux côtés quelconque d'un funiculaire détermine un point par où passe la ligne d'action de la résultante PARTIELLE de toutes les forces liées aux sommets situés sur le parcours du funiculaire limité à ces deux côtés (non compris les forces extrêmes).

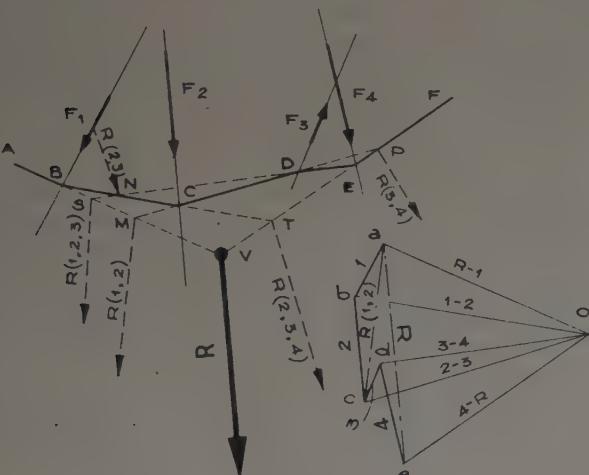


FIG. 23.

Soit le système des forces $F_1F_2F_3F_4$ et un polygone funiculaire quelconque $ABCDEF$ tracé avec un pôle O .

La proposition est évidente d'abord pour deux côtés consécutifs quelconques BC et CD par exemple dont l'intersection C est bien située sur la résultante partielle qui se réduit à la seule force F_2 liée au sommet C sur le parcours limité à BCD . On voit d'ailleurs que la force F_2 peut se décomposer en deux forces dirigées suivant CB et CD dont l'intensité sera, lue à l'échelle des forces, la longueur des rayons polaires $1-2$ et $2-3$ qui sont, sur le polygone des forces les composantes de la force F_2 .

Prenons maintenant deux côtés non consécutifs, par exemple AB et CD dont l'intersection est en M . Sur le parcours limité $ABCD$ les forces liées aux sommets sont les forces F_1 et F_2 dont la résul-

tante est le vecteur ac du polygone des forces et désigné par $R(1-2)$. On voit aisément que cette résultante a pour composantes les rayons polaires $R-1$ et $2-3$ qui, transportées sur le funiculaire, sont les côtés extrêmes AB et CD du parcours limite envisagé. Le point M , point de concours de ces deux composantes est donc le point de passage de la résultante partielle $R(1-2)$ des forces F_1 et F_2 et il suffit de mener de ce point une droite parallèle à sa direction ac sur le polygone des forces pour mettre en place sa ligne d'action. On trouverait de même en N le point de passage de la résultante partielle $R(2-3)$ des forces F_2 et F_3 (équipollente au vecteur bd du polygone des forces, non tracé sur cette épure), puis en P la résultante $R(3-4)$ des forces F_3 et F_4 (équipollente au vecteur ce du polygone des forces). $R(1-2-3)$ se trouverait enfin en S (force équipollente au vecteur ad) et $R(2-3-4)$ se trouverait au point T (force équipollente au vecteur be).

On en déduit alors que la résultante générale du système $F_1F_2F_3F_4$ passera par le point V situé à l'intersection des côtés extrêmes du funiculaire. C'est la force R équipollente au vecteur ae du polygone des forces.

Il en résulte encore que, dans tout polygone funiculaire d'un système de forces donné, on peut remplacer ce système par deux forces courantes dirigées suivant les côtés extrêmes du funiculaire et dont l'intensité sera la longueur des rayons polaires extrêmes $R-1$ et $4-R$ lue à l'échelle des forces, ces deux rayons étant en effet les composantes de la résultante R dans le polygone des forces.

11. Conditions graphiques d'équilibre d'un système de forces.

Nous avons vu précédemment (art. 7) qu'un système de forces est en équilibre :

1° Quand la résultante générale est nulle.

2° Quand le moment résultant du système par rapport à un point quelconque est nul.

La première des deux conditions est satisfaite quand le polygone des forces se ferme (art. 8).

La deuxième condition le sera si le polygone funiculaire tracé avec un pôle O quelconque a ses côtés extrêmes en prolongement l'un de l'autre.

(Fig. 24). Soient les forces $F_1F_2F_3F_4$. Le polygone des forces construit de l'origine P avec des vecteurs $1, 2, 3, 4$ équipollents respectivement aux forces $F_1F_2F_3F_4$ se ferme, c'est-à-dire que son extrémité se confond en P avec son origine. La résultante générale est donc nulle. De plus, le polygone funiculaire $ABCDEF$ de pôle O se ferme, c'est-à-dire que son dernier côté EF parallèle au rayon polaire $4-1$ se trouve dans le prolongement du premier côté AB lui aussi parallèle au rayon polaire $4-1$. Nous en concluons que le système est en équilibre.

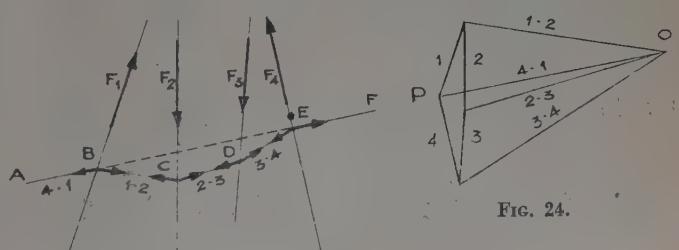


FIG. 24.

En effet, nous savons (art. 10, troisième proposition) qu'une force quelconque du système peut se décomposer en deux autres dirigées suivant les deux côtés adjacents du polygone funiculaire et dont l'intensité est égale à la longueur des rayons polaires correspondants lue à l'échelle des forces. F_2 par exemple se décompose en deux forces, l'une dirigée suivant CB et égale au rayon $1-2$, l'autre dirigée suivant CD et égale au rayon $2-3$. Il s'ensuit que le long du polygone funiculaire on peut remplacer le système des forces $F_1F_2F_3F_4$ par le système de leurs composantes aux points $BCDE$, système qui est équivalent au précédent. Or, les forces dirigées suivant BC , CD , DE , se détruisent deux à deux puisqu'elles sont respectivement égales aux mêmes rayons polaires. Il ne reste en présence que les forces BA et EF dirigées suivant les côtés extrêmes du funiculaire. (C'est ce que nous avons vu article 10, troisième proposition, *in fine*.)

Or, ces deux forces ont même intensité puisqu'elles sont égales à la longueur du rayon polaire $4-1$. Si donc elles se trouvent en prolongement l'une de l'autre, le système est en équilibre puisqu'il se réduit à deux forces égales et directement opposées ayant par conséquent une résultante nulle et un moment résultant nul.

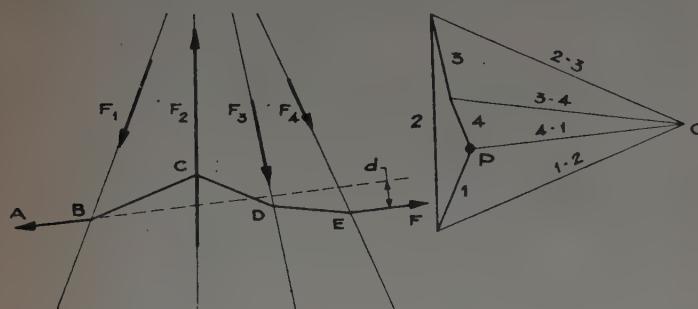


FIG. 25.

(Fig. 25). Supposons par contre, un système de forces $F_1F_2F_3F_4$ dont la résultante soit nulle. Son polygone des forces se ferme, mais le polygone funiculaire correspondant à un pôle O ne se ferme pas. Les côtés extrêmes AB et EF parallèles au rayon polaire $4-1$ ne sont pas dans le prolongement l'un de l'autre. Le système des forces donné peut être remplacé par les deux forces BA et EF dirigées suivant les côtés extrêmes du funiculaire et dont l'intensité sera, lue à l'échelle des forces, égale à la longueur du rayon polaire $4-1$. Ces deux forces sont égales, parallèles, de sens opposés, mais non directement opposées. Leur résultante est nulle, mais le moment résultant ne l'est pas. Le système donné se réduit donc à un couple, égal d'ailleurs au produit de la force EF ou BA par le bras de levier d qui sépare les deux parallèles AB et EF .

12. Réduire un système de forces à deux composantes passant par deux points fixes, la direction de l'une d'elles étant connue (fig. 26).

C'est le problème classique de la recherche des actions sur les appuis, produites par un système de forces.

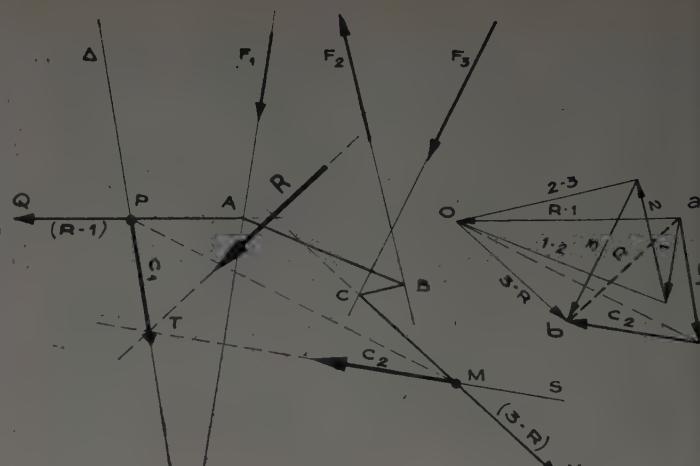


FIG. 26.

Soient $F_1F_2F_3$ les forces de ce système, P l'un des points par où doit passer suivant une ligne d'action donnée Δ l'une des composantes, M le deuxième point par où doit passer l'autre composante.

A l'aide des procédés dont il est parlé plus haut (art. 10, application de la première proposition) et dont les déterminations graphiques ont été supprimées afin de rendre l'épure plus claire, on fait passer un polygone funiculaire $PABCM$ par les points P et M . O en est le pôle (¹) et R est la résultante du système $F_1F_2F_3$.

C'est cette résultante qu'il faut décomposer en ses deux composantes C_1 et C_2 . La direction de C_1 étant donnée, on mène, dans le polygone des forces, une droite $am = c_1$ parallèle à cette direction Δ , puis du pôle O on trace Om parallèle à la droite PM de l'épure des forces; on joint $bm = c_2$; c_1 et c_2 sont ainsi les deux composantes cherchées qu'il suffit de reporter sur l'épure des forces aux points P et M . En effet :

On voit que le système C_1 et C_2 est bien équivalent au système $F_1F_2F_3$ puisque :

1^o il admet la même résultante R .

2^o Son polygone funiculaire $QPMN$ a ses côtés extrêmes confondus avec ceux du polygone $PABCM$ appartenant au système $F_1F_2F_3$.

L'épure des forces permet d'ailleurs de vérifier que les deux composantes C_1 et C_2 se coupent sur la ligne d'action de R .

En effet, d'après le dynamique, am et mb ont pour résultante R , et Om est un rayon vecteur du pôle O pour le système de forces $am - mb$ du dynamique; comme Om est parallèle à PM de l'épure

(¹) On a choisi à dessein un pôle O à gauche du polygone des forces afin de ne pas toujours tomber dans les mêmes cas de figure.

des forces, c'est que le polygone ΔPMS est un funiculaire du système de forces C_1C_2 dont R est la résultante. Cette dernière passe donc par l'intersection des côtés extrêmes ΔP et SM (ou C_1 et C_2) de ce funiculaire.

On eût pu procéder de façon inverse : sur l'épure des forces, l'intersection T de la direction de R avec la direction Δ fournit le point de concours des deux composantes C_1-C_2 . Il suffit alors de se reporter au dynamique et de mener bm parallèle à C_2 et am parallèle à C_1 pour connaître l'intensité de ces forces.

13. Moment résultant d'un système de forces.

Nous avons vu (art. 3) que le moment d'une force par rapport à un point est égal au produit de la force par le bras de levier.

$$M_p = F \times d.$$

Si d est variable, le moment M_p est une fonction linéaire (du premier degré) de ce bras de levier et on peut, dans un système de coordonnées quelconques Oxy le représenter par une droite OM.

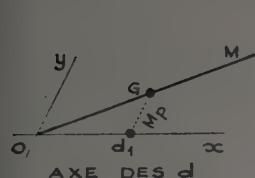


FIG. 27.

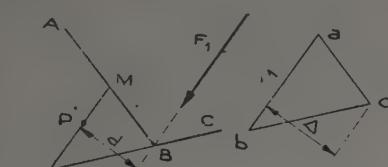


FIG. 28.

(Fig. 27). Pour un bras de levier Od_1 correspondant à un point P du plan contenant la force F , le moment de la force F sera représenté par la longueur d_1G parallèle à l'axe oy, longueur lue à une échelle appelée « échelle des moments ».

(Fig. 28). Supposons maintenant une force unique F_1 .

Construisons son polygone dynamique ab et d'un pôle O les rayons polaires Oa et Ob , puis le polygone funiculaire correspondant ABC, lequel se réduit à deux droites.

Si l'on considère la droite BC et la ligne d'action de F_1 comme axes de coordonnées, on voit que toute parallèle telle que MN à la direction de F_1 passant par un point P quelconque pourra représenter la valeur du moment M_p de la force F_1 par rapport à ce point. Il suffira, étant donné l'échelle des longueurs et l'échelle des forces, d'en déduire comme nous le verrons plus loin, l'échelle des moments, pour lire directement sur l'épure la valeur du moment de F_1 par rapport à un point P quelconque.

On doit avoir $M_p = F_1 \times d$.

Considérons d'autre part les deux triangles semblables, MNB et abo , on a la relation :

$$\frac{MN}{ab} = \frac{d}{\Delta},$$

ce qui permet d'écrire :

$$MN \times \Delta = ab \times d;$$

mais $ab \times d$ est la valeur du moment cherché, puisque ab est égal à la force F_1 .

Donc on peut écrire : $MN \times \Delta = M_p$.

Δ est la distance du pôle O à la force F_1 dans le dynamique des forces, on l'appelle DISTANCE POLAIRE (¹); d'où la règle :

Le moment d'une force par rapport à un point quelconque est égal à la longueur de la parallèle à la ligne d'action de la force interceptée par les côtés extrêmes du funiculaire (lue à l'échelle des longueurs) multipliée par la distance polaire (lue à l'échelle des forces).

Ce que nous venons de dire pour une force F_1 ne présente d'intérêt pratique que par l'extension qu'on peut en faire à un système quelconque de forces dont on a cherché la résultante.

(Fig. 29). Soient les forces F_1, F_2, F_3, F_4 et le polygone funiculaire ABCDEF tracé avec un pôle O .

On a en R la direction de la résultante du système (c'est la parallèle à la résultante du polygone des forces passant par le point d'intersection des côtés extrêmes du funiculaire).

Les moments résultants des forces F_1, F_2, F_3, F_4 par rapport à des points quelconques P_1, P_2, P_3 seront égaux aux moments de la résultante R par rapport à ces points ; ils seront donc égaux, en vertu du principe précédent, aux longueurs des parallèles à R : M_1N_1, M_2N_2, M_3N_3 interceptées par les côtés extrêmes du funiculaire, multipliées par la distance polaire Δ de l'épure des forces, et nous aurons :

$$\begin{aligned} M_{P_1} &= M_1N_1 \times \Delta; \\ M_{P_2} &= M_2N_2 \times \Delta; \\ M_{P_3} &= M_3N_3 \times \Delta. \end{aligned}$$

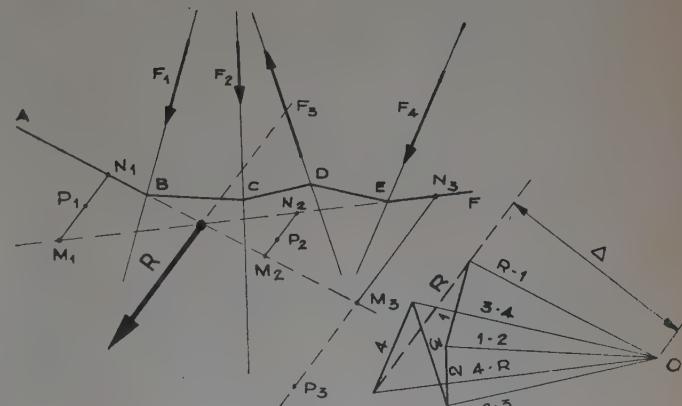


FIG. 29.

(¹) L'expression *distance polaire* paraît fâcheuse. Cette distance fait partie de l'épure des forces et doit être lue à l'échelle des forces.

14. Cas particulier des forces parallèles.

Il n'est pas superflu de particulariser cette étude générale en l'appliquant au cas de forces parallèles, cas fréquent dans la pratique. Nous ferons les vérifications nécessaires à l'aide du calcul analytique.

1^o Somme des moments par rapport à un point d'un système de forces parallèles.

(Fig. 30). Soient les forces :

$$\begin{aligned} F_1 &= 1,2 \text{ t} \\ F_2 &= 2,5 \text{ t} \\ F_3 &= 1,8 \text{ t} \\ F_4 &= 0,6 \text{ t} \\ F_5 &= 1,5 \text{ t} \end{aligned}$$

dont les lignes d'action sont dans les positions relatives indiquées ci-contre (échelle des longueurs : 8 mm pour 1 m soit 8/1000).

Le dynamique des forces se réduit à la droite af (échelle des forces : 8 mm pour 1 000 kg (ou 8 m pour 1 000 000 kg).

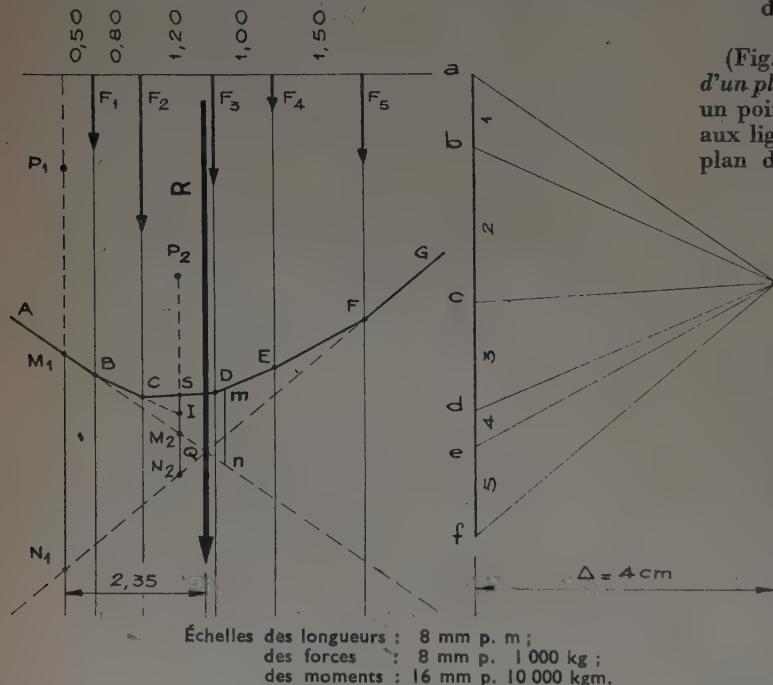


FIG. 30.

On prendra le pôle O à une distance polaire $\Delta = 4 \text{ cm}$. On construit le funiculaire ABCDEFG. Les côtés extrêmes AB et FG se coupent en Q, point de passage de la résultante R égale à 7 600 kg. La vérification par le calcul faite ci-après met en lumière la précision que l'on obtient par la construction graphique exécutée avec soin mais avec les instruments courants du bureau de dessin (règle et équerre). Le moment résultant par rapport au point P_1 sera égal au produit de la longueur du segment M_1N_1 de 29 mm (qui donne 3,60 m lu à l'échelle des longueurs) par la distance polaire Δ de 4 cm (soit 5 000 kg m lu à l'échelle

des forces), c'est-à-dire $M_p : 3,60 \times 5 000 = 18 000 \text{ kgm}$.

Vérifions par le calcul ce résultat :

Moment des forces par rapport au point P_1 :

$$1 200 \times 0,50 + 2 500 \times 1,30 + 1 800 \times 2,50 + 600 \times 3,50 + 1 500 \times 5,00 = 17 950 \text{ kgm.}$$

valeur très voisine de celle trouvée sur l'épure.

L'échelle des moments (on verra plus loin comment on l'établit), serait de 1,6 cm pour 10 000 kgm. Le segment M_1N_1 lu à cette échelle aurait également donné 18 000 kgm.

Enfin, la résultante R est égale à 7 600 kg. Puisque le moment résultant par rapport à P_1 est de 17 950 kgm, on en déduit que la ligne d'action de la résultante est à une distance de :

$$\frac{17 950}{7 600} = 2,36 \text{ m du point } P_1, \text{ valeur très rapprochée de celle de } 2,35 \text{ m qu'on lit sans difficulté sur l'épure.}$$

2^o Ligne représentative du moment par rapport à un point P quelconque des forces parallèles situées dans la même région d'un plan.

(Fig. 31). Définissons d'abord ce qu'on entend par *région d'un plan*. Soient les forces parallèles $F_1, F_2, F_3, \dots, F_n$, et soit un point P donné. Menons par ce point P une parallèle Δ aux lignes d'action des forces. Cette parallèle partagera le plan des forces en deux régions, la région de gauche à laquelle appartiendra la force F_1 dans l'exemple ci-contre et la région de droite à laquelle appartiendront les forces F_2, F_3, \dots, F_n .

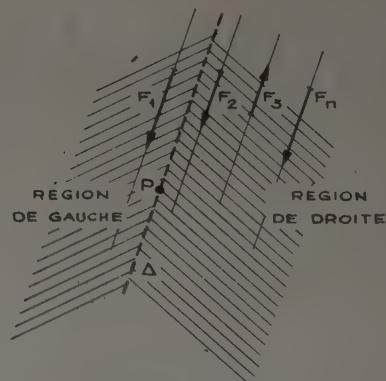


FIG. 31.

Ceci étant posé, reprenons les forces $F_1F_2F_3F_4F_5$ de l'exemple du 1^o ci-dessus (fig. 30).

Prenons un point P_2 quelconque dans le plan de ces forces. Le moment des forces situées dans la région à gauche du point P_2 par rapport à ce point, sera égal au produit, par la distance polaire, de la longueur du segment SM_2 intercepté sur la parallèle aux forces passant par le point P_2 et limité au funiculaire d'une part et au côté extrême de gauche d'autre part. Le moment des forces de la région de droite sera égal au produit, par la distance polaire, de la longueur du segment SN_2 limité

au funiculaire d'une part et au côté extrême de droite d'autre part.

En effet, considérons le point P_2 de la figure 30 par exemple et prolongeons BC jusqu'à sa rencontre en I avec la parallèle P_2M_2 aux forces. D'après ce que nous avons vu au n° 13, SI et IM_2 représentent respectivement les moments, par rapport à P_2 , des forces F_1 et F_2 (à l'échelle des moments, c'est-à-dire à l'échelle de $\frac{1}{\text{distance polaire}}$); donc SM_2 représente bien le moment résultant, par rapport au point P_2 , des forces de la région de gauche F_1 et F_2 . Il en sera évidemment de même quel que soit le nombre de ces forces.

En un mot, le polygone funiculaire, rapporté au côté extrême de gauche sera la ligne représentative du moment des forces de la région de gauche d'un point P_1 quelconque; rapporté au côté extrême de droite, ce polygone sera la ligne représentative du moment des forces de la région de droite d'un point P_2 .

3^e Détermination de l'échelle des moments.

On se donne, pour la construction d'une épure, une échelle des longueurs α et une échelle des forces β . L'échelle γ avec laquelle il faudra lire les moments dépendra d'une part de ces valeurs α et β que l'on s'est fixées, d'autre part de la position du pôle O que l'on choisit ensuite pour la construction d'un funiculaire, autrement dit de la distance polaire. Cette distance polaire ne se choisit pas quelconque, on la prend de telle sorte que, considérée à l'échelle des forces, elle exprime un nombre rond de tonnes ou de kilogrammes.

Dans l'exemple du 1^e ci-dessus (fig. 30), la distance polaire de 4 cm lue à l'échelle des forces représente 5 000 kg.

Une longueur telle que mn de 1 cm, qui représente 1,25 m à l'échelle des longueurs, représente donc un moment de $1,25 \times 5 000 = 6 250$ kgm. On aura ainsi l'échelle de 1,6 cm pour 10 000 kgm pour les moments.

En généralisant, on aura pour échelle des moments :

$$\gamma = \frac{\alpha \times \beta}{\delta}$$

Dans l'exemple du 1^e ci-dessus :

$$\alpha, \text{ échelle des longueurs} = \frac{8}{1000} \quad (8 \text{ m pour } 1000 \text{ m});$$

$$\beta, \text{ échelle des forces} = \frac{8}{1000000} \quad (8 \text{ m pour } 1000000 \text{ kg});$$

$$\delta, \text{ échelle de la distance polaire} = \frac{1}{25} \quad (1 \text{ m pour } 25 \text{ distances polaires});$$

d'où :

$$\gamma = \frac{\frac{8}{1000} \times \frac{8}{1000000}}{\frac{1}{25}} = \frac{16}{10000000} \quad (1,6 \text{ m pour } 1000000 \text{ kgm}),$$

ce qui donne bien 1,6 cm pour 10 000 kgm.

15. Applications.

Nous donnons ci-après quelques exemples, choisis parmi les cas les plus courants que le projeteur ait à traiter au bureau d'études. On trouvera également dans les fascicules qui suivront, de nombreuses applications de la statique graphique aux calculs de stabilité des constructions.

1^e Recherche des réactions d'appui dans le cas d'une poutre sur appuis simples sollicitée par des charges verticales.

(Fig. 32). On donne la poutre G_0G_1 posée à ses deux extrémités sur des appuis simples (c'est-à-dire ne pouvant développer que des réactions verticales). Elle est soumise aux charges F_1, F_2, F_3, F_4 et F_5 définies sur l'épure (épure des longueurs ou de la poutre). On cherche les valeurs des réactions des appuis R_0 et R_1 .

Formons le polygone des forces $abcdef$, et avec un pôle o (distance polaire $\Delta = 4 \text{ cm}$) traçons sur le réseau parallèle des lignes d'action des forces F_1, F_2, \dots, F_5 , le polygone funiculaire $MABCDEF$. Le point P serait le point de passage de la ligne d'action de la résultante $R = 12,5 \text{ t}$. Les côtés extrêmes du funiculaire MA et EN coupent les parallèles aux lignes d'action des forces menées par les appuis G_0 et G_1 aux points M et N . Joignons MN et par le point O menons Om parallèle à MN . Le point m partage la résultante af en deux segments : fm et ma . Ce sont les deux réactions d'appui cherchées qui équilibreront le système des forces F_1, F_2, \dots, F_5 :

$$R_0 = ma = 6,7 \text{ t}; \quad R_1 = fm = 5,8 \text{ t}.$$

En effet, en suivant, sur le polygone des forces, le parcours des forces : $ma, ab, bc, cd, de, ef, fm$ (dans l'ordre des lignes d'action de $G_0, F_1, F_2, \dots, F_5, G_1$), ce polygone se ferme sur son origine.

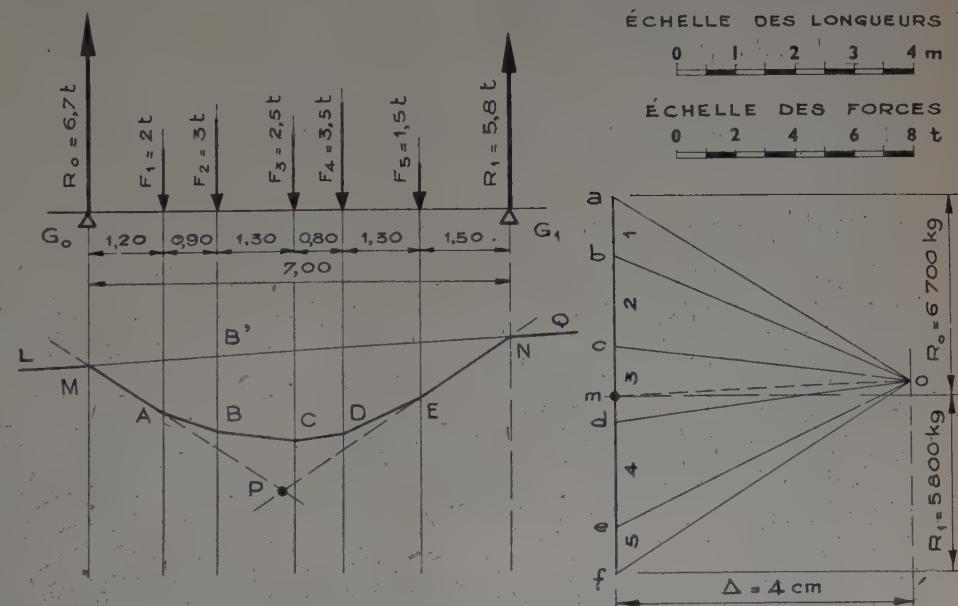


FIG. 32.

D'autre part, le polygone funiculaire LMABCDENQ construit sur toutes les forces (y compris les réactions d'appui) se ferme également; ses côtés extrêmes LM et NQ en M et N, tous deux parallèles au rayon polaire Om, sont en prolongement l'un de l'autre. Le système total, forces appliquées et réactions des appuis, est donc bien en équilibre.

Le calcul analytique est très simple. On opère force par force en appliquant les formules que nous rappelons ci-dessous et qui donnent les valeurs des réactions d'appui d'une poutre sur appuis simples supportant une charge F (fig. 33) :

$$R_0 = F \frac{l-x}{l} \quad R_1 = F \frac{x}{l}$$

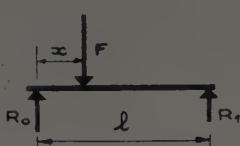


FIG. 33.

on trouverait alors en sommant tous les résultats pour les cinq forces ci-dessus :

$$R_0 = 6765 \text{ kg} \quad R_1 = 5735 \text{ kg}.$$

On voit encore une fois que la précision de l'épure est largement suffisante pour les besoins de la pratique. On pourra objecter que le calcul est tout aussi rapide. Nous ne contredirons pas, quoique ce soit affaire d'aptitude personnelle; nous ferons remarquer que le calculateur, pour être sûr de son résultat, devra calculer R_0 , puis R_1 , et vérifier que $R_0 + R_1$ est égal, en valeur absolue, à $F_1 + F_2 + \dots + F_5$. D'autre part, l'épure exécutée permet, par simple lecture à une échelle déterminée, de connaître avec une précision amplement suffisante, la valeur des moments fléchissants produits tout le long de la poutre, puisque le funiculaire rapporté à son côté extrême correspondant LQ est la ligne représentative du moment des forces situées dans la région de gauche (1) d'un point quelconque pris sur la fibre moyenne. BB' par exemple serait ainsi le moment fléchissant produit en F_2 . Nous en verrons plus loin une application plus détaillée.

2^e Recherche des réactions d'appui dans le cas d'une ferme de comble courbe (fig. 34).

On choisit à dessein cet exemple de forces obliques (pressions de vent sur une toiture) sensiblement normales à une fibre moyenne de ferme de comble supposée circulaire. Les appuis de cette ferme sont agencés de telle sorte que l'appui de gauche G_0 monté sur galets de dilatation ne puisse développer que des réactions d'appui normales au plan P de roulement des galets; l'appui de droite G_1 est une rotule (ou axe) pouvant développer des réactions d'appui de direction quelconque, rendant ainsi le système fixe dans le plan.

Les forces appliquées sont : $F_1 = 300 \text{ kg}$, $F_2 = 250 \text{ kg}$, $F_3 = 200 \text{ kg}$, $F_4 = 150 \text{ kg}$, $F_5 = 50 \text{ kg}$. Leurs lignes d'action sont concourantes au centre C de la fibre moyenne circulaire. Les points d'application sont équidistants de 1 m le long de l'arc de cette fibre moyenne.

G_0 est l'appui à galets qui ne peut développer qu'une réaction de direction $G_0\Delta$ perpendiculaire au plan d'appui P.

G_1 est l'appui à rotule.

On trace le polygone des forces abdefg, et avec un pôle o le funiculaire MABDEFN. Les côtés extrêmes se coupent au point Q, par où passe la résultante des forces appliquées R, dont on peut tracer la ligne d'action parallèle à la direction ag de R du polygone des forces. Le système formé par R et les deux réactions d'appui R_0 et R_1 doit être en équilibre; ces trois forces sont donc concourantes au point d'intersection S de la ligne d'action de R et de la direction connue $G_0\Delta$; en conséquence, G₁S sera la ligne d'action de R_1 . Pour avoir R_0 et R_1 en intensité, il suffit de mener, dans le polygone des forces, des parallèles à ces deux lignes d'action par les extrémités a et g de la résultante et constituer le triangle agm dont les côtés gm et ma ferment le polygone des forces. D'autre part, les points M et N étant les intersections des côtés extrêmes du funiculaire des forces appliquées avec les directions R_0 et R_1 , menons MN. Cette droite est parallèle à Om du polygone des forces et forme les côtés extrêmes du funiculaire de toutes les forces y compris les réactions d'appui. Toutes les conditions nécessaires à l'équilibre sont donc réunies.

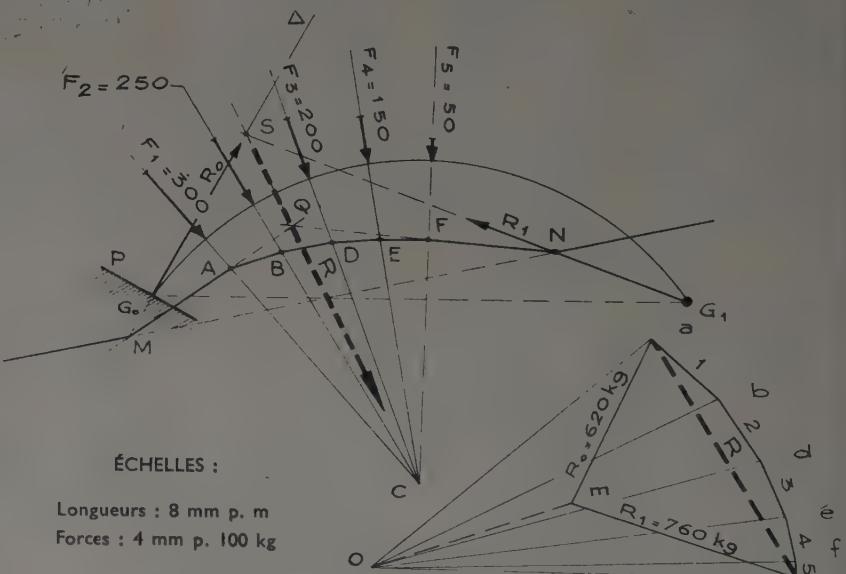


FIG. 34.

Il peut arriver que le point S sorte des limites de l'épure des longueurs. On résoudra alors la difficulté par approximations successives de la manière suivante : sur le polygone des forces on choisit un point m arbitraire sur la

(1) Il convient de noter que le moment fléchissant des forces situées dans la région de gauche d'un point de la fibre moyenne (y compris la réaction de l'appui de gauche) est égal en valeur absolue au moment des forces situées dans la région de droite (y compris la réaction de l'appui de droite) puisque ces deux moments sont représentés par le même segment de droite compris entre le funiculaire et son côté extrême LQ.

direction *am* qui est connue, on mène *Om*, puis du point *M* connu également sur l'épure des forces, on mène *MN* parallèle à *Om*. Du point *N* ainsi déterminé à l'intersection de cette parallèle avec le dernier côté du funiculaire *FN* on joint *N* à *G₁*. La droite *NG₁* doit être parallèle à la droite *mg* du polygone des forces. On déplace alors le point *m* dans le sens nécessaire jusqu'à ce que cette condition de parallélisme soit satisfaite.

Nous remarquerons en passant que le calcul analytique de ces réactions eût été extrêmement laborieux avec des chances d'erreurs multiples. L'épure graphique est incontestablement plus expéditive et plus sûre.

3° Recherche du centre de gravité d'une section quelconque.

Rappelons d'abord des notions de mécanique relatives au centre de gravité d'une surface.

(Fig. 35). Soit une surface *S* et un système d'axes quelconques *XOY*, soit également *ds* un petit élément (de la surface *S*) dont le centre de gravité *a* pour coordonnées *x* et *y*.

Les coordonnées *X* et *Y* du centre de gravité de la surface *S* s'obtiendront en calculant les sommes suivantes :

$$X = \frac{\sum x \, ds}{\sum ds} = \boxed{\frac{\sum x \, ds}{S}}$$

$$Y = \frac{\sum y \, ds}{\sum ds} = \boxed{\frac{\sum y \, ds}{S}}$$

Le signe Σ indiquant qu'on doit faire la somme des produits $x \, ds$ ou $y \, ds$ pour tous les éléments tels que *ds* contenus dans la surface *S*.

Le numérateur est en réalité la somme des moments, par rapport à l'axe *OY* ou *OX*, de toutes les forces fictives élémentaires *ds*, dont l'intensité de chacune est proportionnelle à cette petite surface *ds*.

Le quotient de la somme de tous ces moments élémentaires par *S* (qui est la résultante de toutes ces forces *ds*) est donc l'ordonnée de cette résultante *S* par rapport au même axe.

(Fig. 36). La recherche du centre de gravité d'une section revient donc en définitive à la détermination du centre des forces parallèles appliquées à chaque élément *ds*. Ce problème se résout graphiquement très aisément. On décompose la surface *S* en éléments calculables géométriquement (rectangles par exemple). On détermine la surface de chacun d'eux et leur ordonnée *y₁*, *y₂*, ..., *y_n* si l'on veut opérer analytiquement. Pour effectuer l'épure graphique, on trace un premier réseau de droites parallèles à l'axe *OX* passant par le centre de gravité de chacun de ces éléments, chacune des droites étant la ligne d'action d'une force dont l'intensité est égale à la surface de l'élément. Puis, par un funiculaire quelconque, on cherche la résultante de ces forces. On opère de même sur un second réseau de droites parallèles à l'axe *OY*. Le point d'intersection des deux résultantes est le centre de gravité cherché.

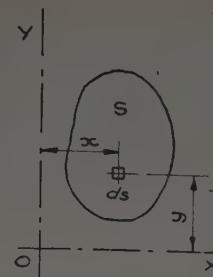


FIG. 35.

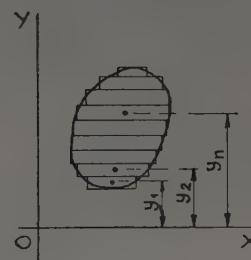


FIG. 36.

L'épure (fig. 37), est une application de ces notions générales au cas concret d'une section en double T choisié à dessein dissymétrique. Les cotes de construction y sont données en centimètres. Les surfaces élémentaires sont indiquées sur le dessin ainsi que la position de leurs centres de gravité respectifs. Un premier funiculaire ABCDE de pôle *O* donne le point de passage *m* de la ligne d'action de la résultante des forces verticales d'intensités égales aux surfaces élémentaires; un deuxième funiculaire A'B'C'D'E' de pôle *O'* donne le point de passage *m'* de la ligne d'action de la résultante des forces horizontales de même intensité.

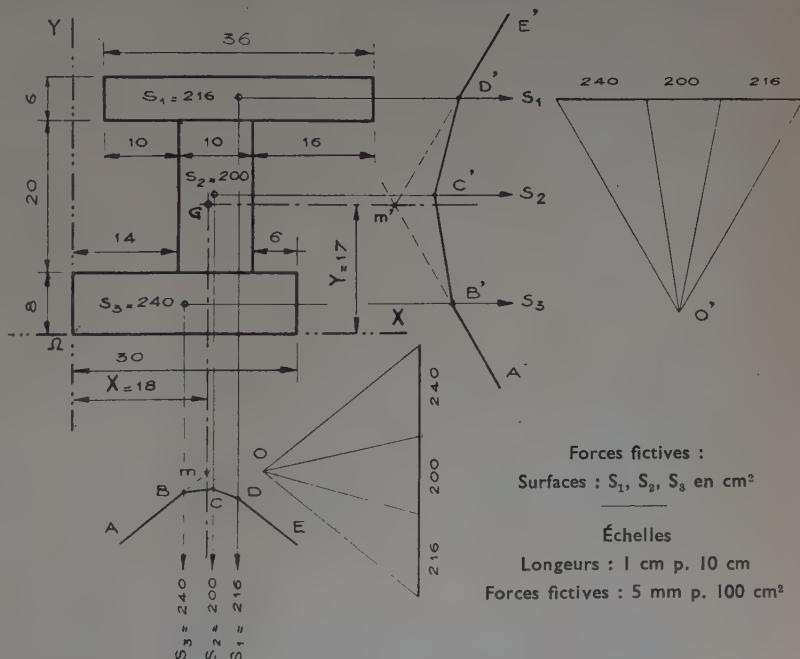


FIG. 37.

Le point de rencontre G de ces deux lignes d'action est le centre de gravité cherché.

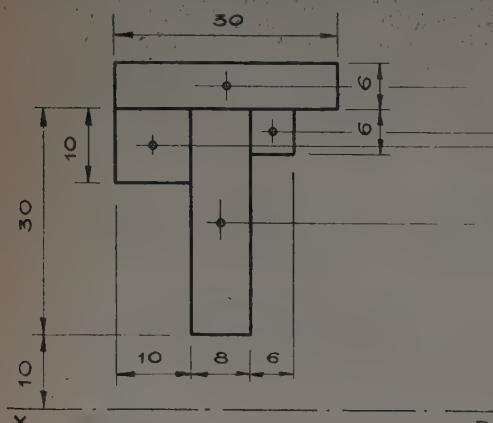
Voici les résultats qu'aurait donné le calcul analytique (on choisit les axes de coordonnées ΩX et ΩY).

DÉSIGNATION des éléments ds	x	$x ds$	y	$y ds$
$S_1 = 36 \times 6 = 216 \text{ cm}^2$	22 cm	4 752 cm^3	31 cm	6 696 cm^3
$S_2 = 10 \times 20 = 200 \text{ cm}^2$	19 cm	3 800 cm^3	18 cm	3 600 cm^3
$S_3 = 30 \times 8 = 240 \text{ cm}^2$	15 cm	3 600 cm^3	4 cm	960 cm^3
$\Sigma x ds = 12 152 \text{ cm}^3$		$\Sigma y ds = 11 256 \text{ cm}^3$		

$$\text{Surface totale : } S = \Sigma ds = 656 \text{ cm}^2$$

$$X = \frac{12 152}{656} = 18,5 \text{ cm} \quad Y = \frac{11 256}{656} = 17,2 \text{ cm.}$$

Ces résultats donnent une idée de la précision suffisante de l'épure ci-contre exécutée cependant à petite échelle. Notons en passant que dans le choix de la position du pôle O d'un polygone des forces, il y a intérêt à ce que les rayons polaires extrêmes se coupent sous un angle voisin d'un angle droit : la détermination du point m est plus précise, ainsi que le tracé lui-même du funiculaire.



Échelles

Longueurs : 1 cm p. 10 cm;
Forces fictives : 1 cm p. 100 cm²;
Moments statiques : 2,5 cm p. 10 000 cm³.

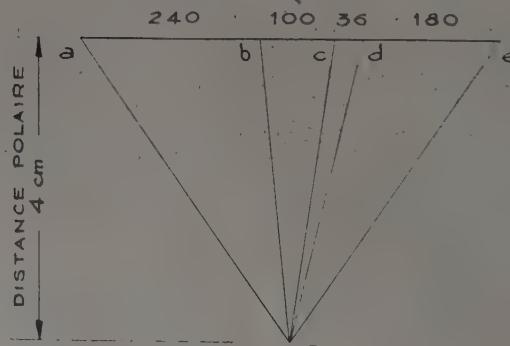


FIG. 38.

4^e Moment statique d'une surface quelconque.

Le moment statique d'une surface par rapport à un axe est égal au produit de cette surface par la distance de son centre de gravité à l'axe considéré. En se reportant aux notations et à la figure du paragraphe 3^e ci-dessus, on l'exprimera par les relations :

$$M_y = \Sigma x ds.$$

$$M_x = \Sigma y ds.$$

Autrement dit, le moment statique par rapport à l'axe OX ou OY sera égal à la somme des produits des surfaces élémentaires ds en lesquelles on décomposera la surface totale par les distances des centres de gravité respectifs de ces surfaces élémentaires à l'axe OX ou OY.

Comme il a été fait pour la recherche des centres de gravité, on décomposera la surface en éléments géométriquement simples, puis au centre de gravité de chacun de ces éléments on appliquera parallèlement à l'axe donné des forces proportionnelles aux surfaces de ces éléments. On aura donc à évaluer le moment résultant de ces forces par rapport à l'axe donné, ce qui est un problème de calcul graphique déjà résolu (art. 14, 1^e).

La notion de moment statique par rapport à un axe passant par le centre de gravité intervient comme nous le verrons plus loin dans le calcul des efforts de glissement longitudinal qui sollicitent les différents paquets de fibres des pièces fléchies.

Remarquons que le moment statique d'une section par rapport à un axe passant par son centre de gravité est nul. Cela résulte de la définition même du centre de gravité (point qu'on peut assimiler à un centre de forces parallèles); autrement dit, les moments statiques des deux parties de la section de part et d'autre de cet axe sont égaux en valeur absolue.

Voici un exemple de calcul graphique du moment statique, par rapport à un axe XX' quelconque, d'une section choisie à dessein sans aucune symétrie et dont les dimensions figurent sur l'épure, cotées en centimètres (fig. 38).

On construit le polygone des forces fictives $S_1S_2S_3S_4$ égales en intensité aux surfaces élémentaires des différentes parties de la section. Avec un pôle O de distance polaire égale à 4 cm, on construit le polygone funiculaire MABCDT. Les côtés extrêmes coupent l'axe XX' en M et R.

Le moment statique de la section par rapport à XX' est le moment résultant de l'ensemble des forces $S_1S_2S_3S_4$ par rapport à cet axe, c'est-à-dire le produit de la longueur $RM = 4,6$ cm, soit 46 cm lue à l'échelle des longueurs, par la distance polaire de 4 cm qui, lue à l'échelle des forces, est égale à 400 cm^2 , soit :

$$M_{xx'} = 46 \times 400 = 18\,400 \text{ cm}^3.$$

Le calcul analytique aurait donné :

$$240 \times 25 + 100 \times 35 + 36 \times 37 + 180 \times 43 = 18\,572 \text{ cm}^3.$$

On en déduit l'échelle des moments qui est de 2,5 cm pour $10\,000 \text{ cm}^3$. Un segment de l'axe tel que RQ représente le moment statique de l'élément S_4 ; QP celui de l'élément S_3 ; PN celui de l'élément S_2 ; MN celui de l'élément S_1 . On peut même sur cette épure obtenir le groupe $S_4 + S_3 + S_2$, par exemple, suivant les nécessités des calculs ultérieurs; ce serait le segment RN égal à $12\,500 \text{ cm}^3$.

5° Moment d'inertie d'une section quelconque (fig. 39).

On appelle *moment d'inertie* d'une surface quelconque S par rapport à un axe $X'X$ la sommation, étendue à toute la surface considérée, des produits tels que $y^2 ds$ d'une surface élémentaire ds par le carré de la distance y de son centre de gravité à l'axe XX' .

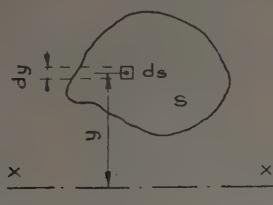


FIG. 39.

On le représente symboliquement par la formule:

$$I = \sum y^2 ds.$$

La valeur de I obtenue sera d'autant plus près de la valeur exacte que les éléments ds en lesquels on décompose la surface seront plus petits (¹). On décomposera donc la surface S comme on l'a vu au 3° ci-dessus (fig. 36) en éléments calculables géométriquement. On évaluera, pour chacun d'eux, la surface ds et la distance y du centre de gravité à l'axe $X'X$. La seule réserve à faire dans ce cas est de donner, à la hauteur dy des éléments, la plus faible valeur possible compatible avec la bonne exécution du calcul.

En fait, les sections qu'il est usuel de trouver dans une étude de charpente sont formées de figures élémentaires simples (rectangles ou carrés).

La formule $I = \sum y^2 ds$ est du domaine du calcul graphique : yds est le moment statique de l'élément ds par

(¹) Le calcul analytique de I ne peut s'effectuer en toute rigueur qu'en faisant appel au calcul intégral, lequel suppose l'élément ds infiniment petit.

rapport à l'axe $X'X$ et $y(yds)$ est le moment statique de ce premier moment statique, ou moment statique du second ordre de ce même élément. Si donc, par une première épure, on cherche (comme nous avons appris à le faire figure 38) les valeurs du moment statique de chacun des éléments constitutifs de la section, on peut, par une deuxième épure, (qu'il est possible de combiner d'ailleurs avec la première comme nous allons le voir), chercher la valeur du moment d'inertie de ladite section, en se servant des moments statiques trouvés comme polygone des forces d'un second funiculaire.

Il reste à en corriger le résultat pour tenir compte du fait que les éléments de surface ayant servi de base à l'épure ne sont pas infiniment petits. Cette correction peut s'effectuer en toute rigueur en faisant appel au théorème connu selon lequel :

THÉORÈME : *Le moment d'inertie d'une surface par rapport à un axe quelconque $X'X$ est égal au moment d'inertie de la surface par rapport à un axe GG' parallèle à $X'X$ et passant par le centre de gravité, plus le produit de la surface par le carré de la distance d des deux axes XX' et GG' .*

$$I_{(xx')} = I_{(gg')} + Sd^2.$$

Il suffira donc à la lecture faite sur l'épure, lecture qui nous donne la sommation des opérations du deuxième terme du second membre $\sum S d^2$, d'ajouter la sommation des premiers termes du second membre $\sum I_{(gg')}$. Ce dernier calcul est des plus simples, il suffit de se rappeler que dans un rectangle de dimensions a et b (fig. 40), le moment d'inertie de ce rectangle par rapport à l'axe GG' passant par son centre de gravité est égal à :

$$I_{(gg')} = \frac{ab^3}{12}$$

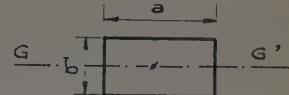


FIG. 40.

EXEMPLE : Reprenons les données ayant servi de base à l'épure de la figure 38 et cherchons le moment d'inertie de cette section par rapport au même axe XX' (fig. 41).

Un premier funiculaire $\alpha ABCD$ de pôle O et construit avec le polygone des forces $abcde$ des surfaces $S_1S_2S_3S_4$ donne :

- en $\alpha\beta$ le moment statique de S_1 ;
- en $\beta\gamma$ — — — de S_2 ;
- en $\gamma\delta$ — — — de S_3 ;
- en $\delta\epsilon$ — — — de S_4 ;

Servons-nous de ces moments statiques comme polygone des forces (¹) pour un deuxième funiculaire de pôle O' construit en $\alpha'A'B'C'D'$. Le segment $\alpha'\epsilon'$ (²) intercepté sur l'axe XX' par les côtés extrêmes de ce deuxième funiculaire est le moment résultant des moments statiques ci-dessus par rapport à cet axe, donc le moment d'inertie $I = \sum Sy^2$ cherché.

Pour déterminer sa valeur numérique raisonnons ainsi :

(¹) Le polygone des forces fictives $\alpha\beta\gamma\delta\epsilon$ est ainsi qu'on le verra plus loin (au § 18, Calcul graphique d'intégrale) une échelle fonctionnelle ; il est aussi appelé échelle intégrale des moments statiques.

(²) $\alpha'\beta'\gamma'\delta'\epsilon'$ est l'échelle intégrale des moments d'inertie.

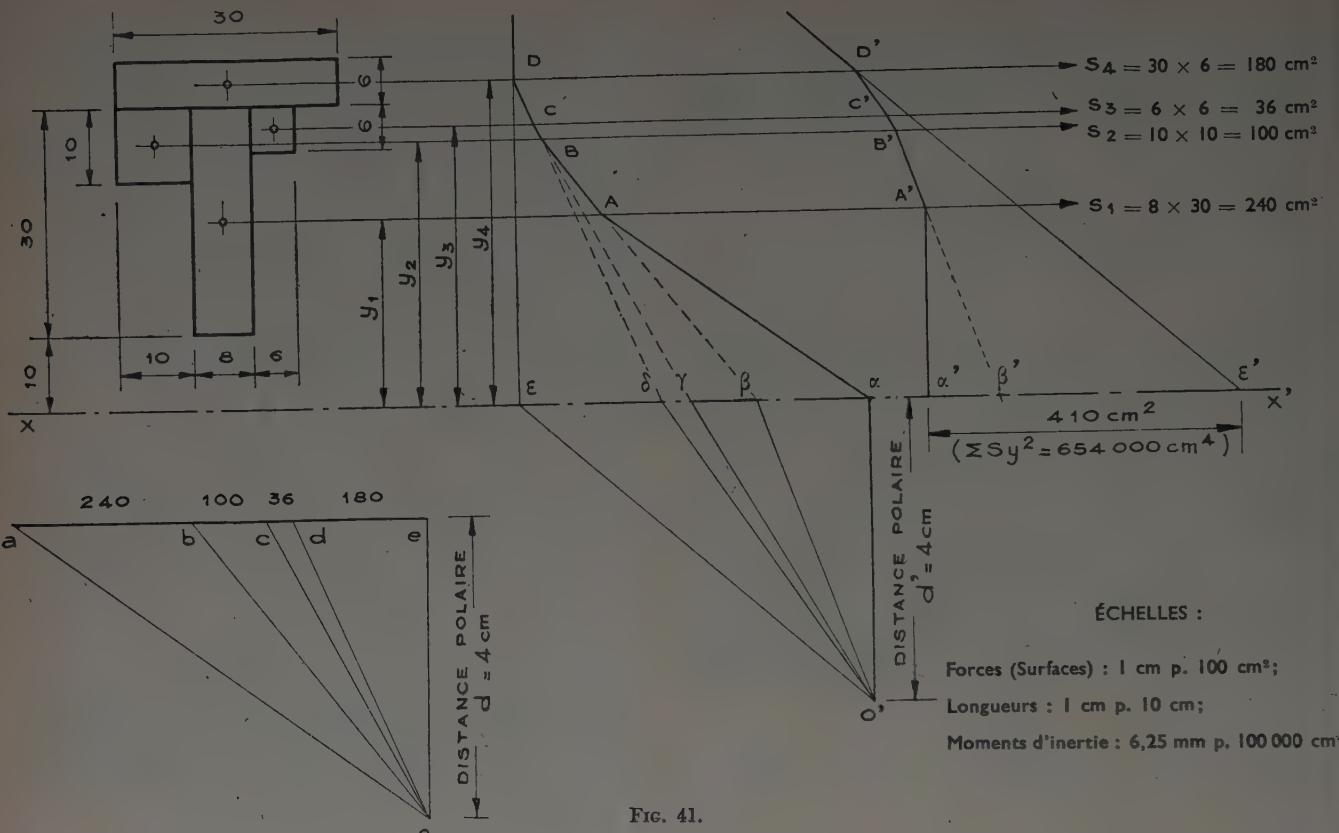


FIG. 41.

Soit une surface élémentaire S_1 .

Son moment statique est $S_1 y_1$. Il est égal, dans le premier funiculaire de pôle O au produit du segment $\overline{\alpha\beta}$ par la distance polaire d soit : $S_1 y_1 = (\overline{\alpha\beta}) \times d$, ce qui permet d'écrire :

$$\overline{\alpha\beta} = \frac{S_1 y_1}{d}$$

Dans le deuxième funiculaire, on prend comme force fictive élémentaire appliquée sur la ligne d'action de S_1 ce vecteur $\overline{\alpha\beta}$, puisqu'on l'incorpore au deuxième polygone des forces, et son moment par rapport à XX' sera :

$$(\overline{\alpha\beta}) \times y_1, \quad \text{ou} \quad \frac{S_1 y_1}{d} y_1, \quad \text{ou encore} \quad \frac{S_1 y_1^2}{d}$$

On trouvera la valeur de ce deuxième moment en faisant le produit de $\overline{\alpha'\beta'}$ par la distance polaire d' , ce qui permet d'écrire l'égalité :

$$\frac{S_1 y_1^2}{d} = (\overline{\alpha'\beta'}) \times d',$$

ou encore :

$$S_1 y_1^2 = (\overline{\alpha'\beta'}) \times d \times d'.$$

Autrement dit : le moment d'inertie de l'élément S_1 est égal à la longueur du segment correspondant à cet élément intercepté sur l'axe par le deuxième funiculaire multiplié par le produit des distances polaires.

Ce qui est vrai pour un élément l'est encore pour la somme et l'on aura :

$$\Sigma S y^2 = (\overline{\alpha'\epsilon'}) \times d \times d'.$$

A quelle échelle faut-il évaluer $\overline{\alpha'\epsilon'}$, d et d' ?

A l'inverse de ce qui a été recommandé pour le calcul des moments (art. 13, règle), où l'on n'a affaire qu'à un seul polygone funiculaire, il est, ici, plus commode de lire le segment $\overline{\alpha'\epsilon'}$ à l'échelle des forces et les distances polaires à l'échelle des longueurs.

Remarquons qu'un moment d'inertie est le produit d'une surface par le carré d'une longueur. Les surfaces sont les forces fictives des éléments, elles seront exprimées par le segment $\overline{\alpha'\epsilon'}$ lu à l'échelle des forces. Le produit des distances polaires sera bien lui aussi équivalent au carré d'une longueur d'après cette convention.

Sur l'épure de la figure 41, le segment $\overline{\alpha'\epsilon'}$ égal à 4,1 cm représentera donc 410 cm^2 ⁽¹⁾. Les distances polaires d et d' prises toutes deux égales à 4 cm représenteront chacune 40 cm. On aura donc : $\Sigma S y^2 = 410 \times 40 \times 40 = 654 000 \text{ cm}^4$ (un moment d'inertie s'exprime par une longueur à la puissance quatre).

Le calcul analytique aurait donné :

⁽¹⁾ Puisque l'échelle des longueurs est de $\frac{1}{10}$, celle des surfaces est de $\frac{1}{100}$; autrement dit une longueur de 1 cm sur l'épure représente une longueur réelle de 10 cm et une surface réelle de 100 cm².

ÉLÉMENTS	SURFACE S	ORDONNÉE Y	PRODUIT Sy ³
S ₁	240 cm ²	25 cm	150 000 cm ⁴
S ₂	100 —	35 —	122 500 —
S ₃	36 —	37 —	49 284 —
S ₄	180 —	43 —	332 820 —
		TOTAL....	654 604 cm ⁴

Soit une valeur à moins de 1 % près de la valeur exacte.

Nous ne contesterons pas que le calcul analytique est plus expéditif mais cet exemple a été fourni pour montrer surtout les possibilités étendues de la statique graphique.

Il n'est pas inutile de dire un mot de la valeur du terme correctif dont il faut affecter la lecture ci-dessus pour tenir compte du terme $\Sigma I_{(GG')}$ (somme des moments d'inertie propres de chaque élément par rapport à l'axe G'G passant par son centre de gravité).

Nous aurons :

$$\text{élément } S_1, \quad I_1 = \frac{8 \times 30^3}{12} = 18 000 \text{ cm}^4$$

$$— S_2, \quad I_2 = \frac{10 \times 10^3}{12} = 833 \text{ cm}^4$$

$$— S_3, \quad I_3 = \frac{6 \times 6^3}{12} = 108 \text{ cm}^4$$

$$— S_4, \quad I_4 = \frac{30 \times 6^3}{12} = 540 \text{ cm}^4$$

$$\text{TOTAL} \dots \quad \Sigma I_{(GG')} = 19 481 \text{ cm}^4$$

Le moment d'inertie exact serait donc en réalité de 670 000 cm⁴ environ. Le terme correctif est de l'ordre de 3 % de cette valeur; ceci montre l'attention qu'il faut apporter au choix des éléments. L'élément S₁ à lui seul constitue la presque totalité de ce terme correctif à cause de sa hauteur de 30 cm.

La division en surfaces élémentaires a été mal établie en vue de ce calcul; l'approximation eût été tout à fait acceptable et le terme correctif négligeable si cette même section avait été divisée suivant le schéma de la figure 42.

Nous laissons au lecteur, à titre d'exercice, le soin d'en faire l'épreuve.

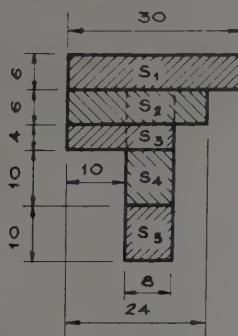


FIG. 42.

6^e Applications diverses.

Le lecteur trouvera dans la suite de ce chapitre de nombreuses applications des principes de statique graphique que nous venons d'énoncer. Avant de les aborder nous ne saurions trop insister sur la nécessité de revoir ces principes, de les assimiler et d'en bien comprendre les mécanismes et les enchaînements. Le temps qu'il passera à refaire les épures en changeant les données : le sens des forces, leur orientation, la position des pôles, etc., ne sera pas perdu. Il y acquerra une grande dextérité dans le maniement de cet outil précieux qu'est la statique graphique.

COMPLÉMENTS

Nous serons amenés, au cours des développements de ce paragraphe, à des considérations mathématiques qui sortent des limites que nous nous étions fixées. Le lecteur qu'elles rebuteraient pourra les passer sans inconvénient majeur et n'en retenir que la conclusion.

16. Ligne de charge. Courbe funiculaire.

Nous allons étudier maintenant les *forces parallèles à répartition continue* dont les exemples sont nombreux dans les cas concrets traités au bureau d'études. Supposons une poutre supportant un plancher chargé de matériaux entassés. En tout point de ce plancher on pourra imaginer un élément plan horizontal auquel sera appliquée une force verticale dont l'intensité sera égale au poids du prisme vertical de matériaux qu'il supporte. On appellera *densité de charge* en un point, le produit de la hauteur du tas de matériaux au-dessus de ce point par le poids spécifique de ces matériaux (¹). Sur l'élément plan envisagé, la force appliquée sera alors égale au produit de la densité de charge par la surface de l'élément.

L'ensemble de toutes ces forces élémentaires se reporte sur la poutre envisagée suivant certaines lois et l'on en vient tout naturellement à considérer cette poutre comme étant soumise à des charges verticales à répartition continue dont on connaît en tout point l'*intensité unitaire p*. Si on porte sur un graphique en ordonnées, l'intensité unitaire *p* de la charge correspondant à l'abscisse *x* on pourra tracer ainsi une courbe appelée *ligne de charge* qui définira en tout point de la poutre la valeur de l'intensité de la charge en ce point.

Sur la figure 43, on a figuré les ordonnées de la ligne de charge à l'échelle de 8 mm pour 100 kg/m.

(¹) La densité de charge est ainsi égale au poids du prisme vertical de matériaux ayant pour base l'unité de surface.

L'ordonnée Aa égale à 2,8 cm indique donc qu'au droit du point A d'abscisse $x = 2,00$ m, la poutre G_0G_1 supporte une charge de 350 kg/m (c'est-à-dire de 350 kg par mètre de longueur de poutre).

La charge élémentaire appliquée sur une longueur suffisamment petite Δx sera par conséquent égale à $p \times \Delta x$, p étant l'intensité de charge au milieu de l'intervalle Δx , formule suffisamment précise si l'arc de ligne de charge mn peut sans inconvenient être assimilé à une droite.

En faisant la sommation, tout le long de la poutre, des charges élémentaires $p \times \Delta x$, où exprime, sous le symbole $\Sigma p \times \Delta x$, la valeur de la charge totale appliquée entre G_0 et G_1 . Sous cette forme on voit que la charge totale est l'aire comprise entre la ligne de charge et l'axe G_0G_1 et limitée aux verticales extrêmes des appuis. Cette aire s'appelle *surface de charge*.

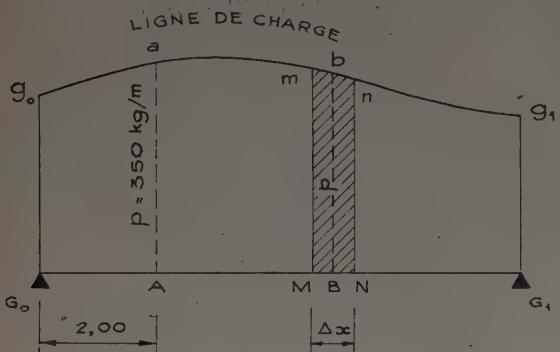


FIG. 43.

Pour évaluer cette aire on la décomposera donc en un certain nombre d'aires élémentaires telles que $MNnm$ (fig. 43) en divisant la longueur G_0G_1 en un certain nombre d'intervalles égaux; puis on fera la somme des résultats partiels.

Si la ligne des charges présente des points singuliers (ressauts, rebroussements, points anguleux), on s'arrangera pour disposer ces points à la limite séparative de deux intervalles. Ainsi sur la figure 44, où la ligne de charge présente en A un ressaut aa' , en B un point de rebroussement, en C un point anguleux, on a divisé l'intervalle G_0A en trois intervalles élémentaires, l'intervalle AB en trois intervalles élémentaires également, etc.

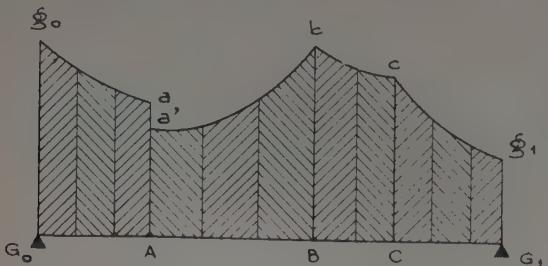


FIG. 44.

Si pour chacun des intervalles élémentaires Δx , en lesquels on a divisé la ligne de charge g_0g_1 et la poutre G_0G_1 , on applique au centre de gravité de la surface élémentaire $MNnm$ (fig. 43) une

force égale à $p \times \Delta x$ (aire de cette surface élémentaire), on substituera ainsi à la charge totale $\Sigma p \times \Delta x$ qui sollicite la poutre G_0G_1 un système de charges concentrées qui lui sera équivalent. Sur ce réseau de charges concentrées, il sera possible alors d'effectuer toutes les constructions graphiques connues (polygones des forces et polygone funiculaire); celles-ci permettront de déterminer, par exemple, le centre de gravité d'ensemble de toutes ces charges, les réactions sur les appuis, le moment résultant en un point quelconque de G_0G_1 , etc. (voir exemple figure 46).

Supposons par la pensée que les intervalles Δx aient été pris suffisamment petits, deux sommets consécutifs du polygone funiculaire tendront à se confondre et ce polygone deviendra lui-même une *courbe continue*. Ce sera ce qu'on appelle la *courbe funiculaire* correspondant à la ligne de charge considérée. Cette courbe funiculaire (fig. 46) serait la figure géométrique que prendrait un fil de même longueur que ladite courbe, fixé par ses points Q et Q' (au droit des verticales de G_0 et de G_1) et soumis aux charges définies par la ligne de charge et réparties le long d'une horizontale quelconque parallèle à G_0G_1 proportionnellement aux ordonnées de cette ligne de charge (cas du pont suspendu avec suspentes infinitésimales rapprochées par exemple).

Cette courbe funiculaire prend le nom de *courbe des pressions* dans l'étude des voûtes, par exemple; elle est alors tracée avec une distance polaire particulière comme nous l'apprendrons dans la suite.

Pour tracer une courbe funiculaire d'un système de charges donné, il n'est pas nécessaire de diviser l'intervalle G_0G_1 en un nombre infini d'intervalles Δx , ce qui serait pratiquement irréalisable. Il suffit, en s'aidant de la notion naturelle de continuité de la courbure, d'inscrire la courbe dans un polygone funiculaire correspondant à des intervalles Δx de longueur finie. Autrement dit, cette courbe est tangente au polygone funiculaire et les points de tangence sont au droit des limites séparatives de deux intervalles contigus.

Supposons en effet (fig. 45) la courbe funiculaire $a'b'c'd'$ correspondant à une ligne de charge donnée $abcd$. C'est, nous le savons, le funiculaire idéal des charges élémentaires $p \times \Delta x$ pour des intervalles Δx infinitésimales.

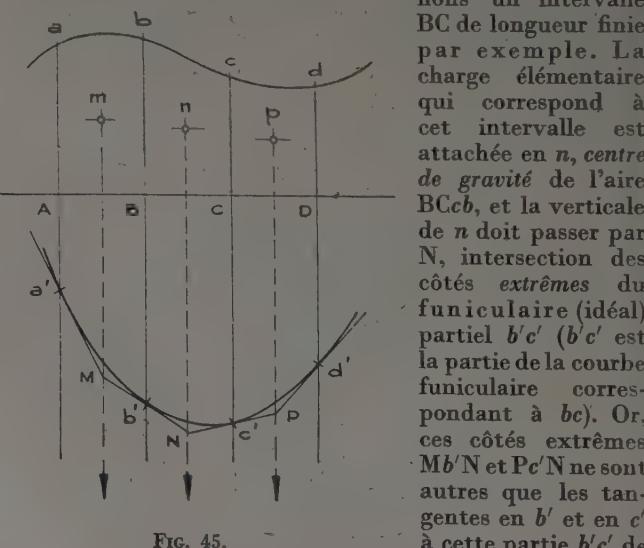


FIG. 45.

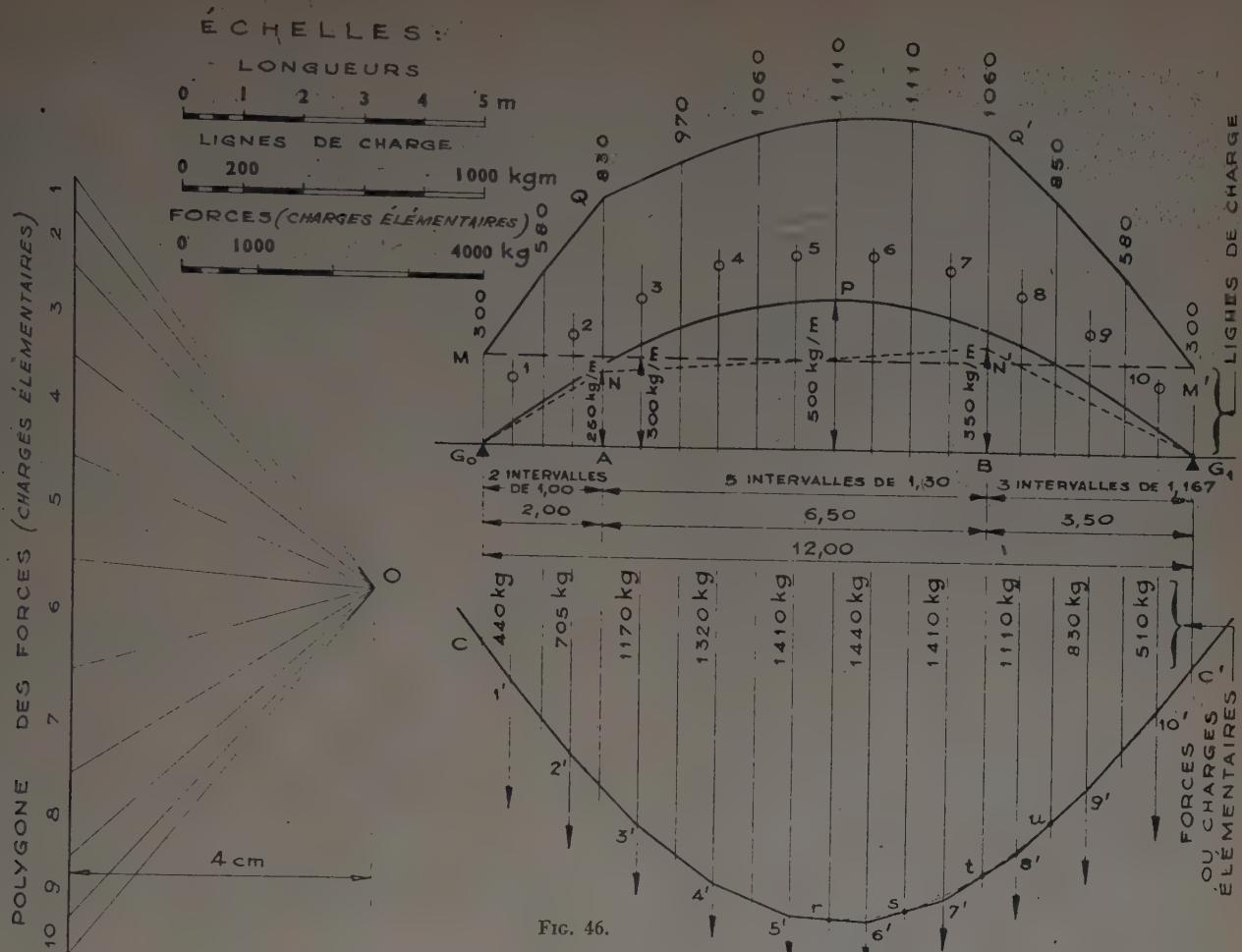


FIG. 46.

la courbe funiculaire; ce qui démontre le principe énoncé ci-dessus.

Exemple. — Nous donnons ci-après un exemple du tracé de la courbe funiculaire des charges appliquées à une poutre de 12 m de portée d'après les données suivantes (fig. 46) :

1^o Charge uniformément répartie de 300 kg/m tout le long de la poutre (droite horizontale MM').

2^o Charge à répartition linéaire variable atteignant en A la valeur de 250 kg/m, en B celle de 350 kg/m, nulle en G₀ et G₁ (ligne G₀NN'G₁).

3^o Charge à répartition parabolique ⁽¹⁾, nulle en G₀ et G₁ atteignant 500 kg/m au milieu de la portée (parabole G₀PG₁).

Les différentes ordonnées des lignes de charges partielles ont été cumulées pour obtenir la ligne de charge totale MQ Q'M'.

L'intervalle G₀A est divisé en 2 intervalles élémentaires de 1 m; — AB — 5 de 1,30 m; — BG₁ — 3 de 1,167 m.

Au droit des limites séparatives des intervalles élémentaires, on a porté sur la ligne de charge totale les valeurs

des ordonnées lues à l'échelle (ceci explique que la variation de ces valeurs ne correspond pas exactement à un contour qui doit suivre une loi parabolique).

On a ensuite évalué la force ou charge élémentaire, correspondant à chaque intervalle élémentaire, en calculant chacune des surfaces de charge que l'on a assimilées à des trapèzes.

Puis on a tracé le réseau des droites parallèles 1, 2, 3, ..., 10. La position de chacune des droites du réseau a été fixée à priori au milieu de chacun des intervalles; en réalité, elle devrait être placée au centre de gravité du trapèze correspondant. L'erreur ainsi commise est négligeable, la position de la droite 1 par exemple devant être déplacée vers la droite de 0,4 mm.

On a tracé ensuite le polygone des forces 1, 2, 3, ... 10 et, avec le pôle O, le polygone funiculaire 1', 2', 3', ..., 10'.

La courbe funiculaire est la courbe tangente aux côtés de ce polygone funiculaire, aux points d'intersection (r, s, t, u, par exemple) de ces côtés avec les lignes de rappel des limites séparatives des intervalles. On ne l'a tracée que dans le parcours rstu afin de ne pas surcharger l'épure.

Cette courbe funiculaire pourra servir à tous les besoins du calcul du projet (recherche des réactions des appuis, des moments fléchissants et des efforts tranchants tout le long de la poutre, etc.).

⁽¹⁾ Voir note page suivante.

17. Équation différentielle des courbes funiculaires.

Une courbe funiculaire tracée avec la distance polaire Δ du polygone funiculaire circonscrit est liée à sa ligne de charge par une relation algébrique à forme différentielle.

Soit un intervalle de charge dx , infiniment petit pour lequel l'intensité unitaire de charge est p (fig. 49). La charge élémentaire sera pdx .

Le point M sera en équilibre sous l'effet des trois forces : pdx , T et $T + dT$, ces dernières étant les tractions développées dans la courbe funiculaire par le système de charge donné de part et d'autre du point M. Ces tractions sont dirigées suivant les tangentes à la courbe funiculaire en M' et M'', limites de l'intervalle dx . Ces tangentes font avec l'horizontale les angles φ et $\varphi + d\varphi$.

En se reportant à la figure correspondante du polygone des forces de pôle O et de distance polaire Δ , on voit que la force T a pour valeur le rayon polaire Om' et la force $T + dT$ le rayon polaire Om'' faisant avec l'horizontale les angles φ et $\varphi + d\varphi$.

Projetons le point m sur Om'', l'accroissement différentiel de traction dT est la projection sur ce rayon Om''

(¹) Nous croyons utile de rappeler ici deux procédés graphiques permettant de construire une parabole du second degré connaissant son axe, son sommet et un de ses points.

1^o Soit XX' l'axe de la parabole, S son sommet, A un point appartenant à cette parabole (fig. 47). On connaît ainsi en S la direction de la tangente à la parabole, c'est une perpendiculaire MS à l'axe. Du point A on mène la perpendiculaire AO sur l'axe XX'. AO sera la demi-corde de l'arc parabolique formé par AS et son symétrique par rapport à XX'; OS est appelée la flèche de cet arc. On porte sur XX' une longueur SO' égale à OS. AO' sera la tangente en A à la parabole cherchée, et M est le milieu de AO'. On divise AM en deux parties égales par le point N; on divise de même MS en deux parties égales par le point P. La droite NP est une tangente à la parabole en son point d'intersection Q avec la droite MQ parallèle à XX'. En opérant de même sur les milieux de QP et de PS, on trouverait la tangente M'P' au point Q'. On trouverait encore Q'' et sa tangente M''P'' en opérant sur AN et NQ.

Ces constructions peuvent se répéter à l'infini; on n'est arrêté que par les limites de précision du dessin. Il suffit ensuite de joindre les points AQ'' Q' S par une courbe continue, opération d'autant plus facile que les tangentes guident le tracé d'une manière précise.

2^o Voici un deuxième procédé, très pratique lui aussi mais qui n'a pas l'avantage de fournir les tangentes aux différents points déterminés.

Soit à tracer une parabole d'axe XX' passant par A et S (son sommet). AO perpendiculaire à XX' est sa demi-corde et OS sa flèche (fig. 48).

Élever en A une perpendiculaire AS' égale à OS. Diviser AO et AS' en un même nombre d'intervalles (cinq dans le cas de la figure 48). Numérotez les points de division en partant de O et de S', tel qu'il est indiqué.

Par les points 1, 2, 3, 4, de AS' mener le faisceau des droites passant par S.

Par les points 1' 2' 3' 4' de OA mener le réseau des parallèles à l'axe XX'. Les points d'intersection I, II, III, IV d'une droite quelconque du réseau avec celle de même numéro du faisceau appartiennent à la parabole. Il suffira ensuite de joindre A IV III II I S; on se rappellera utilement que la tangente en un point quelconque est parallèle à la corde qui joint les deux points qui l'encadrent.

La tangente en IV par exemple est parallèle à A-III;

III	—	—	IV-II;
II	—	—	III-I;

et ainsi de suite.

de la force élémentaire $pdx = m'm''$ ($d\varphi$ étant infiniment petit).

On peut donc écrire :

$$dT = pdx \sin(\varphi + d\varphi) \\ = pdx (\sin \varphi \cos d\varphi + \cos \varphi \sin d\varphi)$$

et comme :

$$\cos d\varphi = 1 \quad \text{et} \quad \sin d\varphi = 0 \quad (\text{à un infiniment petit près}),$$

on a :

$$(1) \quad dT = pdx \sin \varphi.$$

Sur la même figure on voit encore que T et Δ sont liés par la relation :

$$\Delta = T \cos \varphi, \quad \text{ou} \quad T = \frac{\Delta}{\cos \varphi}$$

en différentiant cette relation on a :

$$(2) \quad dT = d \frac{\Delta}{\cos \varphi} = \Delta d \frac{1}{\cos \varphi} = \Delta \frac{\sin \varphi d\varphi}{\cos^2 \varphi}$$

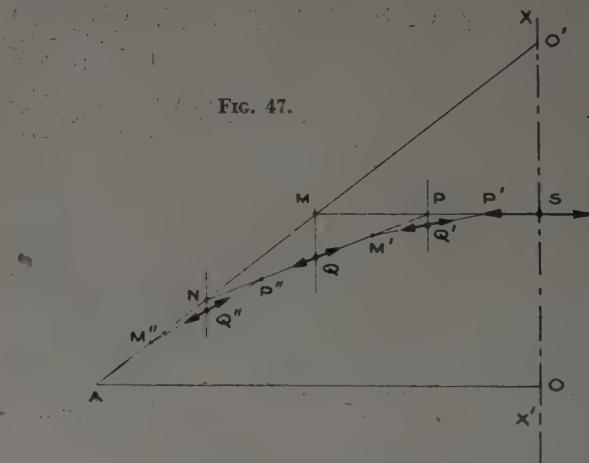


FIG. 47.

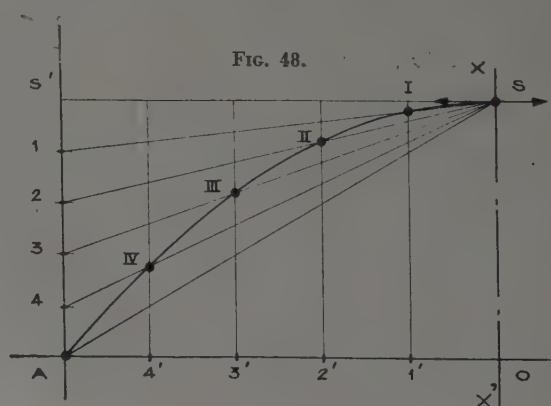


FIG. 48.

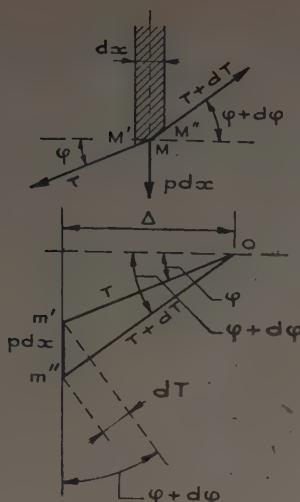


FIG. 49.

on peut donc égaler les relations (1) et (2) et écrire :

$$pd\varphi = \Delta \frac{d\varphi}{\cos^2 \varphi}$$

mais $\frac{d\varphi}{\cos^2 \varphi}$ est la différentielle de $\operatorname{tg}\varphi$.

D'où : $pdx = \Delta d \operatorname{tg}\varphi$.

Ce qu'on peut écrire encore (1) :

$$\frac{p}{\Delta} dx = d \frac{dy}{dx}$$

soit encore :

$$\frac{p}{\Delta} = \frac{d}{dx} \frac{dy}{dx}$$

Le second membre n'est autre chose que la dérivée seconde $\frac{d^2y}{dx^2}$ de l'ordonnée y de la courbe funiculaire rapportée à une horizontale de référence arbitraire. On écrira donc l'équation différentielle :

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{p}{\Delta}$$

qui est la relation cherchée.

(1) On rappelle que la tangente à une courbe $y = f(x)$, fonction de x , est égale au rapport $\left[\frac{dy}{dx} \right]$ de l'accroissement de la fonction à l'accroissement de la variable lorsque ce dernier tend vers zéro. C'est la dérivée première de la fonction par rapport à l'abscisse considérée (fig. 50).

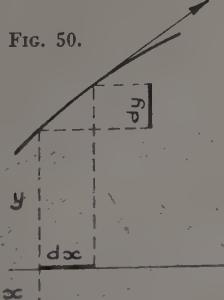


FIG. 50.

Elle exprime que la dérivée seconde de la courbe funiculaire est, en tout point d'abscisse x , égale au quotient de p , intensité de la charge unitaire en ce point, par la distance polaire.

Cette forme est très importante à connaître. Elle se rapproche de l'équation différentielle de la fibre déformée qui, nous le verrons, a la forme :

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI},$$

dans laquelle y est l'ordonnée de la fibre déformée par rapport à la ligne des appuis en une section d'abscisse x , M le moment fléchissant qui sollicite la poutre au point x , E le coefficient d'élasticité de la matière, I le moment d'inertie de la poutre au point x .

Sous cette forme on pourra en conclure par identification des deux termes que la fibre déformée d'une poutre soumise à un système de charge quelconque est une courbe funiculaire des forces fictives ayant pour ligne de charge la ligne représentative des moments fléchissants M et le produit EI pour distance polaire.

Au cas où le moment d'inertie I serait, lui aussi, variable le long de la poutre, la ligne de charge des forces fictives serait la ligne représentative des rapports $\frac{M}{EI}$ et la distance polaire serait égale à l'unité.

Dans tous les problèmes où l'on utilisera cette importante propriété, si féconde dans ses applications, il faudra déterminer avec soin les relations entre les échelles (longueurs, forces fictives, déformations) en se reportant à ce que nous avons dit à leur sujet au paragraphe 14, 3°.

18. Calcul graphique d'intégrales.

1° Représentation graphique d'une fonction.

Une quantité variable y est dite fonction d'une autre variable x lorsqu'elle est liée à cette dernière par une expression algébrique telle qu'en effectuant les calculs indiqués par cette expression pour une valeur x_0 attribuée à x , la fonction y prenne une valeur nettement déterminée y_0 .

On sait par exemple que dans une poutre droite sur appuis simples, soumise à une charge p uniformément répartie sur toute sa longueur l , le moment fléchissant en un point distant de x de l'appui de gauche est exprimé par la formule :

$$M = \frac{p}{2} x(l - x).$$

M est dit fonction de x . Pour toute valeur particulière de x , p et l étant des quantités fixes, données du problème, M prendra une valeur correspondante. Supposons que l'on ait une poutre de 10 m de portée l chargée à raison de 100 kg/m on trouvera :

$$\text{pour } x = 1 \text{ m}, \quad M = \frac{100}{2} \times 1 \times 9 = 450 \text{ kgm},$$

$$\text{pour } x = 2 \text{ m}, \quad M = \frac{100}{2} \times 2 \times 8 = 800 \text{ kgm},$$

$$\text{pour } x = 3 \text{ m}, \quad M = \frac{100}{2} \times 3 \times 7 = 1050 \text{ kgm, etc.}$$

On représentera une fonction symboliquement et d'une manière générale par l'expression :

$$y = f(x),$$

qui s'énonce y égale f de x .

Si donc on peut, pour une suite de valeurs attribuées à $x : x_0, x_1, x_2, \dots, x_n$, calculer les valeurs que prend y , on connaîtra la suite des valeurs numériques correspondantes $f_0, f_1, f_2, \dots, f_n$.

On peut représenter graphiquement cette suite des valeurs $f_0, f_1, f_2, \dots, f_n$ de deux façons :

a) Soit par l'échelle fonctionnelle de la fonction $f(x)$.

Sur une droite Oy on porte à partir de l'origine O une longueur Of_0 égale à la valeur f_0 de la fonction pour $x = x_0$, puis une longueur Of_1 égale à la valeur f_1 prise pour $x = x_1$, etc. (fig. 51). On peut alors, sans calcul, connaissant l'échelle adoptée pour le report des longueurs correspondant aux différentes valeurs de $f(x)$, évaluer les valeurs intermédiaires prises par la fonction pour des valeurs de x s'intercalant entre deux valeurs représentées sur l'échelle. Les graduations des règles à calcul, par exemple, sont des échelles fonctionnelles logarithmiques.

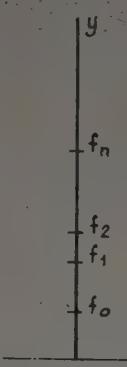


FIG. 51.

b) Soit par des courbes représentatives (représentation en coordonnées cartésiennes). Ce mode de représentation est plus expressif que le précédent.

Sur une droite indéfinie Ox , on porte, à une certaine échelle à partir d'une origine O , les valeurs $x_0, x_1, x_2, \dots, x_n$ (fig. 52). Par ces points de l'axe Ox on élève des perpendiculaires et sur chacune d'elles, on porte à une autre échelle quelconque une longueur égale

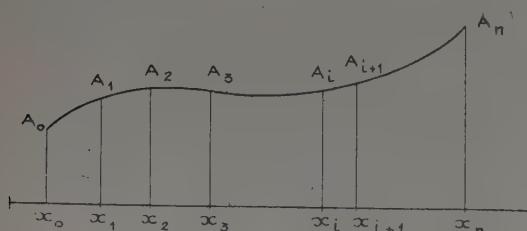


FIG. 52.

à la valeur de la fonction $f(x)$ pour chacune de ces valeurs de x . On obtient ainsi les points $A_0, A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ tels que les segments $x_0A_0, x_1A_1, x_2A_2, x_3A_3, \dots, x_nA_n$ soient respectivement égaux aux valeurs $f_0, f_1, f_2, f_3, \dots, f_n$.

En joignant tous les points $A_0, A_1, A_2, \dots, A_n$ ainsi obtenus, par une ligne continue, on trace la courbe représentative de la fonction $y = f(x)$. Cette courbe représente permet de trouver sans autre calcul, par simple

lecture à l'échelle de l'ordonnée de la courbe, la valeur de la fonction $f(x)$ pour une valeur de x intermédiaire entre deux valeurs calculées, dans le domaine x_0x_n bien entendu.

2^e Intégrale définie d'une fonction dans un intervalle donné.

D'une façon générale, on appelle intégrale d'une fonction $f(x)$, une autre fonction $F(x)$, de la même variable x , qui admet en tout point cette fonction $f(x)$ pour dérivée. On a donc la relation différentielle :

$$\frac{dF(x)}{dx} = f(x)$$

et on écrit symboliquement :

$$F(x) = \int_{x_0}^x f(\xi) d\xi.$$

Si l'on choisit comme valeur particulière de $F(x)$ celle qui s'annule pour $x = x_0$, elle est ainsi définie sans ambiguïté; et en tout point d'abscisse x , $F(x)$ a pour valeur l'aire totale comprise entre la courbe représentative de $f(x)$ et l'axe des x , d'une part, et les parallèles à l'axe des ordonnées menées en x_0 et x , d'autre part (fig. 53).

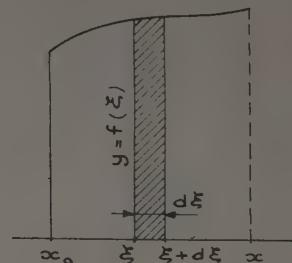


FIG. 53.

En effet, on voit que sous sa forme symbolique $F(x)$ est la sommation, entre les points x_0 et x , des aires élémentaires des rectangles ayant pour base la longueur $d\xi$ infiniment petite et pour hauteur la valeur de la fonction $f(x)$ au point d'abscisse ξ .

Cette intégrale particulière s'appelle intégrale caractéristique.

Le calcul numérique d'une telle intégrale $F(x)$, connaissant la fonction $f(x)$, est des plus simples; il se fait par sommation, entre x_0 et x , des aires des trapèzes élémentaires construits sur des intervalles de longueur finie Δx convenablement choisis.

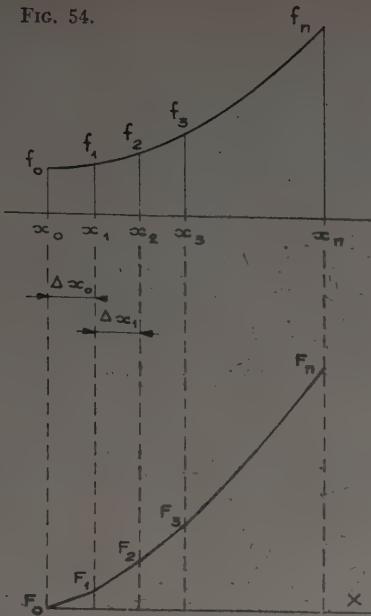
Soit l'intervalle x_0x_n divisé en n intervalles partiels (fig. 54).

Aux points de division $x_0, x_1, x_2, \dots, x_n$ on calcule les valeurs de la fonction $f(x)$, soient $f_0, f_1, f_2, f_3, \dots, f_n$. On évalue ensuite l'aire de chacun des trapèzes élémentaires :

$$a_0 = \frac{f_0 + f_1}{2} \Delta x_0$$

$$a_1 = \frac{f_1 + f_2}{2} \Delta x_1, \text{ etc.}$$

FIG. 54.



Au point x_0 , la valeur de l'intégrale définie est :

$$F_0 = 0,$$

Au point x_1 , la valeur de l'intégrale définie :

F_1 sera l'aire a_0 ,

Au point x_2 , la valeur de l'intégrale définie :

F_2 sera la somme des aires $a_0 + a_1$ ou $F_1 + a_1$,

Au point x_3 , la valeur de l'intégrale définie :

F_3 sera la somme des aires $F_2 + a_2$, etc...

On porte ces valeurs F_1, F_2, \dots, F_n sur les lignes de rappel de x_0, x_1, \dots, x_n à partir d'une ligne de référence $F_0 X$ et l'on joint ces différents points.

La ligne $F_0 F_1 F_2, \dots, F_n$ est la ligne représentative de l'intégrale cherchée. Tous ces calculs se rassemblent sous forme de tableau, il n'y a là aucune difficulté.

3^e Construction graphique de la courbe intégrale.

La construction d'une courbe intégrale est du domaine de la statique graphique. On utilise alors les propriétés des polygones funiculaires. On substitue au calcul numérique des aires élémentaires une construction géométrique simple dont nous allons démontrer le principe. Soit la fonction $f(x)$ dont on connaît les valeurs f_p et f_{p+1} pour les valeurs de x égales à x_p et x_{p+1} séparées par un intervalle Δx_p (fig. 55).

Connaissant déjà par une détermination antérieure la valeur de l'intégrale F_p pour $x = x_p$ on cherche la valeur de F_{p+1} prise par cette intégrale pour $x = x_{p+1}$. On sait que

$F_{p+1} = F_p + a_p$, a_p étant l'aire du trapèze correspondant à l'intervalle Δx_p . Cette aire sera égale au produit de l'ordonnée moyenne $\varphi_p = \frac{f_p + f_{p+1}}{2}$ par la longueur de l'intervalle Δx_p .

Sur l'axe de référence XX' portons la verticale f et sur cette verticale rappelons par une parallèle à XX' l'ordonnée moyenne φ_p ⁽¹⁾. Prenons sur cet axe un pôle O de telle sorte que Of soit égal à l'unité (de longueur) choisis pour représenter les valeurs de $f(x)$. Menons le rayon polaire $O\varphi_p$. Par le point F_p déjà connu de la courbe intégrale menons la droite $F_p F_{p+1}$ parallèle au rayon $O\varphi_p$. On a la relation donnée par les deux triangles semblables $F_p F_{p+1} F'$ et $O\varphi_p f$:

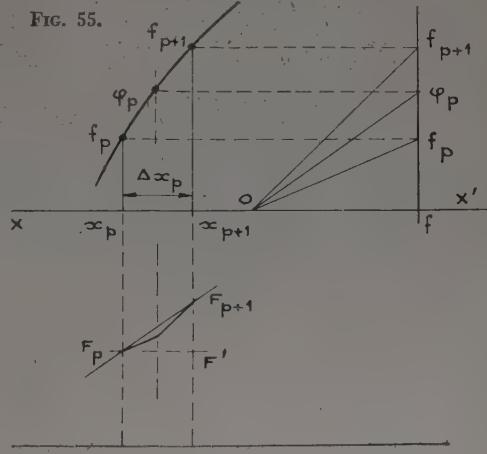
$$\frac{F_{p+1} F'}{F_p F'} = \frac{\varphi_p f}{Of}$$

d'où l'on tire :

$$\overline{F_{p+1} F'} = \frac{\varphi_p f}{Of} \times \overline{F_p F'}$$

mais le produit $\varphi_p f \times \overline{F_p F'}$ est égal à l'aire élémentaire $\varphi_p \times \Delta x_p = a_p$; d'autre part, Of par construction est égal à l'unité. On voit donc ainsi que la longueur $F_{p+1} F'$ est bien la valeur de l'accroissement de l'intégrale $F(x)$ pour l'intervalle Δx_p .

FIG. 55.



On a donc ainsi un moyen très simple de construire de proche en proche cette fonction intégrale en partant de la valeur $F_0 = 0$ pour $x = x_0$.

Cette intégrale ne sera pas autre chose que les ordonnées d'une courbe funiculaire des forces fictives d'intensités égales aux variations des aires élémentaires, limitées par la fonction $f(x)$.

On pourra compléter la construction par la recherche des tangentes aux points F_p et F_{p+1} , limites séparatives de l'intervalle considéré. Ces tangentes seront parallèles aux rayons polaires Of_p et Of_{p+1} et l'on sait, d'après les pro-

(1) Sur la verticale f on construira de la sorte l'échelle fonctionnelle de la fonction $f(x)$.

priétés de la courbe funiculaire, qu'elles doivent se couper sur la verticale du centre de gravité de l'aire élémentaire, soit pratiquement au milieu de l'intervalle Δx_p (ce qui revient à assimiler l'arc de courbe funiculaire à une parabole du second degré).

La courbe intégrale est ainsi définie à la fois par un polygone inscrit (rayons polaires aboutissant aux points ϕ) et par un polygone circonscrit (rayons polaires aboutissant aux points f).

4^e Application.

Nous allons supposer une poutre de portée $l = 10$ m chargée uniformément sur toute sa longueur à raison de 500 kg/m. Nous nous proposons ensuite de construire la courbe intégrale de la fonction :

$$M = \frac{p}{2} x(l - x)$$

qui représente le moment fléchissant produit en un point d'abscisse x par la charge considérée. La fonction à intégrer est :

$$f(x) = \frac{p}{2} x(l - x).$$

Nous savons qu'au point $x = \frac{l}{2}$ elle a pour valeur :

$$M\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{p l^2}{8} = \frac{500 \times 10^2}{8} = 6250 \text{ kg/m}$$

qu'elle est symétrique par rapport à l'axe vertical passant par le milieu de la portée et que sa courbe représentative est une parabole du second degré. Il nous est donc facile de la tracer par l'un des procédés rappelés ci-dessus à l'exemple du paragraphe 16. Nous allons cependant en calculer les valeurs de mètre en mètre et nous la tracerons par points.

Pour :

$$x = 1,00 \quad M = \frac{500}{2} \times 1,00 \times 9,00 = 2250 \text{ kgm}$$

$$x = 2,00 \quad M = \frac{500}{2} \times 2,00 \times 8,00 = 4000 \text{ kgm}$$

$$x = 3,00 \quad M = \frac{500}{2} \times 3,00 \times 7,00 = 5250 \text{ kgm}$$

$$x = 4,00 \quad M = \frac{500}{2} \times 4,00 \times 6,00 = 6000 \text{ kgm}$$

$$x = 5,00 \quad M = \frac{500}{2} \times 5,00 \times 5,00 = 6250 \text{ kgm}$$

Nous adoptons ensuite ces intervalles $\Delta x = 1,00$ m pour l'intégration. L'épure (fig. 56) se comprend d'elle-même. Au point f situé sur le prolongement de G_0G_1 (à 5 cm de G_1 par exemple) on élève une perpendiculaire sur laquelle on rappelle les ordonnées moyennes ϕ correspondant aux milieux des intervalles Δx d'intégration; on forme ainsi

'échelle fonctionnelle de la fonction M . On choisit le pôle O distant de 0,04 m de f .

On trace ensuite une horizontale de référence AA' . A partir de A on mène F_0F_1 parallèle au rayon polaire $O\phi_1$, puis de F_1 on mène F_1F_2 parallèle à $O\phi_2$, puis de F_2 on mène F_2F_3 parallèle à $O\phi_3$ et ainsi de suite. On trace ainsi le polygone inscrit à la courbe intégrale. Pour les cas courants de la pratique, ce polygone suffit et à peine est-il besoin de le rectifier par le tracé de cette courbe elle-même que nous avons figurée en tireté dans les intervalles extrêmes. On aurait pu compléter l'épure par le tracé des tangentes; en F_0 la tangente à la courbe est la droite AA' parallèle au rayon Of ; en F_1 ce serait une droite parallèle au rayon OM_1 et ainsi de suite, mais cette construction est absolument inutile.

Pour déterminer l'échelle de lecture de la courbe intégrale on applique la règle du paragraphe 14-3^e:

$$\gamma = \frac{\alpha \beta}{\delta}$$

α , échelle des longueurs : 8 mm pour 1 m soit $\frac{8}{1000}$;

β , échelle des forces fictives : 8 mm pour 1 000 kgm soit $\frac{8}{1000000}$;
 δ , distance polaire : 0,04 m;

d'où l'échelle de la courbe intégrale :

$$\gamma = \frac{\frac{8}{1000} \times \frac{8}{1000000}}{0,04} = \frac{16}{10000000} = \frac{1}{625000}$$

c'est-à-dire : 1,6 m pour 1 000 000 kgm² ou 16 mm pour 10 000 kgm².

On peut vérifier la précision relative de l'épure en évaluant l'aire totale de la courbe de M ci-dessus, aire qui est l'intégrale $\int_{x_0}^{x_5} M dx$, autrement dit la valeur F_{10} de la courbe intégrale. L'aire de ce segment parabolique est égale à : $6250 \times \frac{2}{3} \times 10,00 = 41666$ kgm². Or, la lecture de la courbe donne $F_{10} = 66,5$ mm soit :

$$\frac{66,5 \times 10000}{16} = 41500 \text{ kgm}^2$$

valeur bien voisine de la valeur exacte.

5^e Remarques.

Tout ce qu'on vient de dire sur la recherche de l'intégrale caractéristique $F_1(x)$ d'une fonction $f(x)$ appelée encore intégrale caractéristique première s'applique à la recherche de l'intégrale caractéristique seconde $F_2(x)$ qui est l'intégrale caractéristique de l'intégrale première. On opérerait alors sur la courbe $F_0F_1 \dots F_{10}$ (fig. 56) comme on a opéré sur la courbe des M .

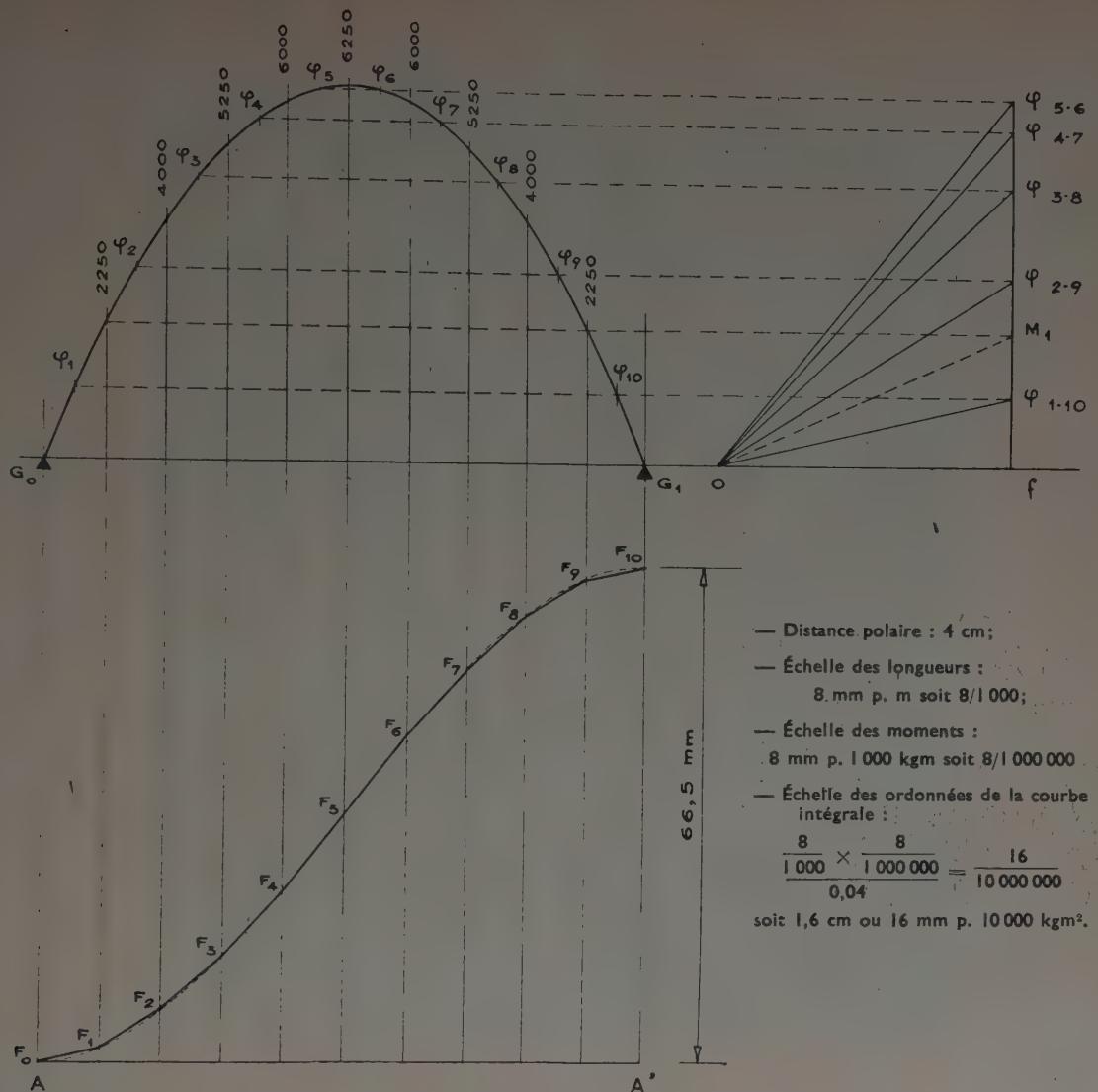
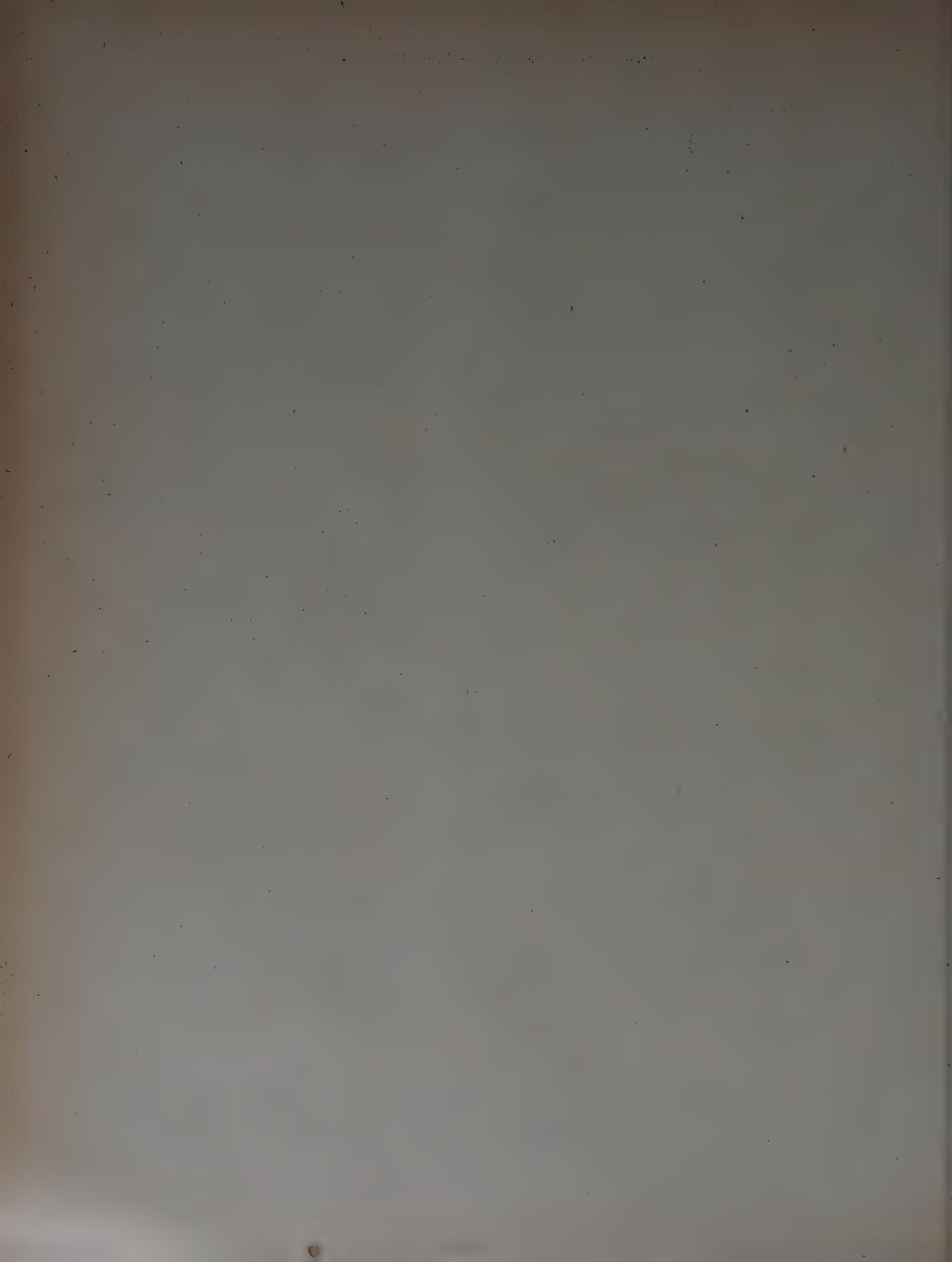


FIG. 56.

On trouvera, dans des fascicules ultérieurs traitant du calcul des systèmes constructifs, des exemples nombreux d'applications concrètes de ces principes; on y verra comment on peut tirer parti des propriétés des polygones funiculaires alliées à des constructions géométriques simples. En particulier, on verra comment on peut traiter des intégrales de la forme : $\int f(x) dx$, et $\int \mu(a-x) dx$,

μ désignant le moment produit dans une poutre sur appuis simples par un système de charges donné. Les problèmes d'intégration qui se posent sont si différents dans leur forme qu'il n'est pas possible de les envisager tous, mais le chercheur trouvera la plupart du temps une solution graphique simple en recourant parfois à des transformations analytiques de la fonction posée.



AVRIL-MAI 1952

Cinquième Année, N° 52-53.

DOCUMENTATION TECHNIQUE

SERVICE DE DOCUMENTATION

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics peut en général fournir la reproduction *in extenso* des documents figurant à l'index analytique de documentation : sur microfilms négatifs de 35 mm qui peuvent être lus en utilisant soit un agrandisseur photographique courant, soit un lecteur de microfilms ou sur papiers positifs pour lecture directe.

Les demandes de documents doivent comporter le numéro d'ordre placé en tête de l'analyse, le titre du document et le nom de l'auteur.

Prix des reproductions photographiques :

Microfilms : la bande de 5 images (port en sus) 100 F

Positifs sur papier : la page (port en sus) :

Format 9 × 12	55 F
13 × 18	70 F
18 × 24	90 F
21 × 27	130 F
Minimum de perception.....	150 F

Ces prix sont susceptibles de variation.

Pour tous renseignements, s'adresser à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 28, boulevard Raspail, Paris-VII^e.

SOMMAIRE DOCUMENTATION TECHNIQUE LIV RÉUNIE EN FÉVRIER 1952

	Pages.
I. — INDEX ANALYTIQUE DE DOCUMENTATION	544
Sciences de l'Ingénieur	544
Les Arts de la Construction	546
Les Ouvrages	555
II. — TRADUCTIONS	562
III. — BIBLIOGRAPHIE	562

I. — INDEX ANALYTIQUE DE DOCUMENTATION

Les références de chaque article sont données dans l'ordre suivant : Numéro d'ordre, titre de l'article, nom de l'auteur, nom de la revue, date, numéro du fascicule, nombre de pages, nombre de planches.

Conformément aux recommandations faites par le Conseil International de Documentation du Bâtiment (C.I.D.B.), les analyses présentées dans la Documentation Technique comportent leur indexation suivant les notations de la Classification Décimale Universelle (CDU). Les analyses sont publiées dans la Documentation Technique dans l'ordre des rubriques de la classification du système CORDONNIER, mise au point il y a quelques années pour le rangement du fichier de documentation de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.

C. — SCIENCES DE L'INGÉNIEUR

1-54. **Les teneurs en mécanique et en élasticité.** BRILLOUIN (L.); Ed. : Masson et Cie; Paris (1949), 2^e édit., 1 vol., 370 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B-588 au chap. III « Bibliographie ». — E. 18931. CDU 62 : 690.4 (02).

Ca RÉSISTANCE DES MATERIAUX

Cac n Procédés de calcul.

2-54. **La résistance des voiles cylindriques autoportants aux charges verticales uniformément réparties.** LARRAS (J.); *Travaux*, Fr. (fév. 1952), n° 208, p. 41-45, 7 fig., 3 réf. bibl. — Résultats d'une étude théorique et pratique sur les voiles cylindriques autoportants. Calculs complets de résistance du voile cylindrique semi-circulaire d'épaisseur constante. Essais en vraie grandeur sur un voile cylindrique semi-elliptique d'épaisseur constante. Extension des résultats précédents aux voiles cylindriques d'épaisseur constante sans retombées verticales. E. 18972. CDU 690.236 : 518.5.

3-54. **Torsion des poutres en I renforcées par des nervures.** ESSLINGER (M.); *Travaux*, Fr. (fév. 1952), n° 208, p. 57-63, 8 fig., 6 réf. bibl. — On considère le moment de torsion d'une poutre en I comme se décomposant en une torsion de cisaillement et une torsion de flexion. La formule de Timoshenko est complétée en tenant compte de l'influence des renforcements et de la flexibilité latérale de l'âme. Exemple numérique. L'angle de torsion peut être réduit approximativement de moitié par les raidisseurs et l'influence de la flexibilité latérale de l'âme est faible pour les profils normaux. E. 18972. CDU 691.71 : 690.237.22 : 518.5.

4-54. **Calcul de poutres reposant sur le sol.** V. Cas des charges uniformément réparties, des charges équidistantes et des charges excentrées. BEER (E. E. de), KRASMANOVITCH (D.); *Ann. Trav. publ. Belg.*, Belg. (déc. 1951), fasc. 6, p. 981-1018, 25 fig., 2 réf. bibl. (résumé flamand). — Concordance de la déformation de la poutre et du sol dans l'hypothèse d'une répartition suivant une parabole du 4^e degré combinée à une fonction logarithmique. Comparaison du résultat avec ceux de la méthode du coefficient de raideur, de l'hypothèse de la parabole du 2^e degré et de la méthode de Schiel-

Wieghardt, dans le cas de charges uniformément réparties et dans le cas de charges équidistantes. E. 19129. CDU 690.237.22 : 624.15 : 518.5.

5-54. **Le calcul de profils en tôles minces pliées.** *Ossature métall.*, Belg. (juin 1948), n° 6, p. 286-295, 14 fig., 1 réf. bibl. — Résumé d'une spécification, concernant le calcul des profils en tôles minces pliées, publiée en avril 1946 par l'American Iron and Steel Institute. Qualités des diverses nuances d'acières utilisés; formules pour déterminer les caractéristiques des éléments comprimés raidis. Tensions admissibles pour la compression des éléments non raidis, ailes comprimées non entretorseées latéralement, cisaillement de l'âme, assemblages, etc. Six exemples de calcul pour des profils divers. E. 3233. CDU 691.71 : 693.97 : 518.5.

6-54. **Étude des piliers en acier chargés excentriquement.** (The design of eccentrically loaded steel columns). BIGGS (J. M.); *J. Boston Soc. Civ. Engrs.*, U. S. A. (oct. 1951), vol. 38, n° 4, p. 333-360, 8 fig., 17 réf. bibl. — Procédés utilisés pour l'étude des piliers en acier chargés excentriquement. Les spécifications américaines telles que celles de l'American Association of State Highways Officials (A A S H O), de l'American Institute of Steel Construction, du Boston Building Code, etc.. présentent des différences appréciables. Il est préférable d'utiliser les spécifications AASHO. Discussion. E. 19164. CDU 690.237.52 : 518.5.

7-54. **Calcul direct des poutres en T** (Direct design of T-beams). MULLER (L. S.); HAUER (R. V.), COWAN (H. J.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (déc. 1951), vol. 23, n° 4, 2^e partie, p. 544-1-544, 4, 2 fig. — Discussion de l'article de H. J. COWAN, paru sous le même titre. L. S. MULLER fait remarquer que SALIGER avait déjà indiqué en 1925 la même formule pour le calcul des poutres en T, et qu'il avait proposé une solution moins complexe. R. V. HAUER attire l'attention sur le fait que la solution préconisée est loin d'être économique. Exemples. Réponse de l'auteur. E. 19154. CDU 690.237.22 : 518.5.

8-54. **La stabilité latérale des poutres non encastrées.** I (The lateral stability of unrestrained beams. I). FLINT (A. R.); *Engineering*, G.-B. (18 jan. 1952), vol. 173, n° 4486, p. 65-67, 8 fig. — Des essais ont été effectués pour étudier le comportement de modèles réduits de poutres non encastrées sous l'action de la charge et la stabilité latérale de ces poutres. Description du dispositif d'essai comportant des fils

de suspension attachés à deux cadres rigides. Résultats obtenus sur différentes sortes de poutres. E. 18918. CDU 690.237.22 : 620.1.

9-54. **La stabilité latérale des poutres non encastrées.** II (fin) (The lateral stability of unrestrained beams. II). FLINT (A. R.); *Engineering*, G.-B. (25 jan. 1952), vol. 173, n° 4487, p. 99-102, 11 fig. — Formules de calcul, solutions théoriques et déduites de l'analyse des propriétés de sections standards, pouvant être utilisées pour les calculs de détails. Ces formules complètent les normes BCCP 113 et BSS 449 suffisantes pour un calcul général. E. 18995. CDU 690.237.22 : 518.5.

10-54. **Lacunes dans l'étude des éléments porteurs.** I (Shortcomings of structural analysis). BAKER (J. F.); *Engineering*, G.-B. (11 jan. 1952), vol. 173, n° 4485, p. 57-59, 11 fig. — Les contraintes qui se produisent dans une construction ne peuvent être déterminées avec précision que dans les parties non immédiatement voisines des joints ou des points d'application de la charge, car dans leur calcul on s'appuie sur le principe de Saint-Venant. Cette lacune est signalée; démonstration de son importance au moyen d'un exemple numérique. Théorie susceptible d'y remédier. E. 18813. CDU 690.43 : 518.5.

11-54. **Lacunes dans l'étude des éléments porteurs.** II (fin) (Shortcomings of structural analysis). BAKER (J. F.); *Engineering*, G.-B. (18 jan. 1952), vol. 173, n° 4486, p. 92-93, 10 fig. — Série d'essais effectués à Cambridge sur la possibilité de prévoir avec précision la charge réelle sous laquelle une ossature donnée est sujette à la rupture. On conclut en citant A. E. H. LOVE : « Il n'existe aucune théorie mathématique concernant les phénomènes qui se produisent dans les matériaux soumis à des efforts dépassant leur limite élastique... ». E. 18918. CDU 690.46 : 539.424 : 518.5.

12-54. **Étude plastique des arcs en acier doux à deux articulations** (The plastic design of two-pinned mild steel arch ribs). HENDRY (A. W.); *Civ. Engng*, G.-B. (jan. 1952), vol. 47, n° 547, p. 38-41, 10 fig., 6 réf. bibl. — Mode de rupture des arcs symétriques à deux articulations supportant des charges verticales. Essais sur modèles réduits et méthode semi-graphique, soit pour déterminer la charge de rupture d'un arc donné, soit pour déterminer la section nécessaire pour supporter des charges données avec un facteur de sécurité donné. E. 18825. CDU 539.424 : 690.236 : 518.5.

13-54. Calcul des poutres courbes (The design of curved beams). WRIGHT (W.); Civ. Engng, G.-B. (jan. 1952), vol. 47, n° 547, p. 46-47, 10 fig., 3 réf. bibl. — Le calcul des poutres courbes, suivant la théorie élastique, est assez fastidieux et assez peu exact en raison de la présence de zones plastiques. Le calcul, effectué en partant de la théorie plastique, est relativement simple et peut fournir une relation élastique moment/rotation si la poutre peut être considérée comme auto-contrainte. E. 18825. CDU 690.237.22 : 518.5.

14-54. Résistance à la torsion des pièces utilisées dans la construction (The torsional strength of structural members). DOBIE (W. B.); Struct. Engr, G.-B. (fév. 1952), vol. 30, n° 2, p. 34-46, 26 fig., 24 réf. bibl. — La détermination exacte des propriétés de résistance à la torsion des pièces utilisées en construction est considérée comme trop compliquée pour le bureau d'étude. Le couple maximum qui peut être transmis par une barre, sans tenir compte de la déformation produite, est suffisamment déterminé par la théorie plastique simple. Formule empirique donnant le couple limite. E. 19119. CDU 539.424 : 518.5.

15-54. Théorie et représentation synthétique des processus de torsion et de flexion en tenant compte de la distorsion par gauchissement (Systematische Darstellung des Biege- und Verdrehvorganges unter besonderer Berücksichtigung der Wölbkrafttorsion). BORNSCHEUER (F. W.); Stahlbau, All. (jan. 1952), n° 1, p. 1-9, 22 fig., 6 réf. bibl. — La théorie s'applique aux pièces prismatiques avec sections droites à parois minces ouvertes ou fermées et à cellules simples ou multiples. Profils fermés : les forces de distorsion ne jouent qu'un rôle secondaire et peuvent généralement être négligées. Profils ouverts : elles jouent au contraire un rôle important et donnent des contraintes additionnelles souvent élevées (contraintes tangentielles et contraintes normales). Coefficients caractéristiques des sections droites (moments statiques, moments centrifuges, rigidité de flexion, rigidité de gauchissement). Les contraintes secondaires de gauchissement s'obtiennent par un système de trois équations différentielles du 4^e ordre à trois inconnues. Réduction des coordonnées à un système canonique ou central permettant la séparation des inconnues (Analogie avec la théorie du centre élastique pour les pièces hyperstatiques fléchies). Détermination et propriétés du centre de torsion. Les contraintes secondaires ainsi obtenues s'ajoutent aux contraintes de flexion ou de torsion dont l'étude est faite dans les ouvrages classiques. (L'auteur les appelle improprement « contraintes de Saint-Venant ».) De même en ce qui concerne les déformations. E. 18815. CDU 539.37 : 621.9 : 518.5.

16-54. Calcul des surfaces portantes planes au moyen de la théorie de la plaque orthogonale anisotrope. I (Die Berechnung der ebenen Flächenträgerwerke mit Hilfe der Theorie der orthogonalanisotropen Platte). CORNELIUS (W.); Stahlbau, All. (fév. 1952), n° 2, p. 21-24, 5 fig., 6 réf. bibl. — Intérêt d'une statique d'éléments continus fondée sur la théorie de l'élasticité; choix d'une surface portante idéale : la plaque; établissement de la formule des plaques orthogonales anisotropes; tableaux donnant la discrimination des ouvrages porteurs; leurs différentes déformations; détermination des dimensions des sections; limitation des recherches dans le cas de charges réparties linéairement suivant une seule direction. E. 19160. CDU 691 — 413 : 518.5.

17-54. Calculs simplifiés des poutres à la flexion simple en utilisant la règle à calcul (Calculo simplificado de vigas a flexión simple utilizando la regla de cálculo). FERNANDEZ AMICO (J.); Inform. Construcc., Esp. (oct. 1951), n° 34, p. 1 : 429/1 — 2 : 429/1, 3 fig. — Calcul des poutres en béton à la flexion simple, basé sur la proportionnalité de la résistance d'une poutre à sa largeur et au carré de sa hauteur, pour un pourcentage déterminé d'armature. Par l'addition d'une simple marque sur la règle, on obtient, d'un seul coup, la largeur et l'épaisseur correspondant à un moment résistant donné, ainsi que les sections d'armature nécessaires. Le procédé, établi pour des valeurs données des contraintes, s'étend à des valeurs quelconques par une simple proportion avec une précision de 5 %. E. 18300. CDU 690.237.22 : 518.5.

18-54. Méthode des points fixes appliquée aux poutres continues (Metodos de puntos fijos aplicados a las vigas continuas). GAVRILOF (I. A.); Ingenieria, Argent. (nov.-déc. 1950), n° 907, p. 465-479, 13 fig., 1 réf. bibl. — Exposé d'un procédé de construction graphique de diagramme de charge utilisant la méthode des points fixes de Mohr et les tableaux de Vedeler qui donnent les valeurs des « lignes croisées » représentant les moments fléchissants pour chaque élément d'une poutre continue. Aspect des diagrammes suivant les conditions d'appui. Détermination de la position des points fixes dans le cas d'une poutre à section variable, par introduction de la notion de facteur fractionnel exprimant la rigidité réciproque des éléments de la poutre. Simplicité de la méthode comme procédé de calcul direct évitant la résolution d'un système d'équations à multiples inconnues. E. 18354. CDU 690.237.22 : 518.5.

19-54. Emploi des abaques pour le calcul des éléments de construction (Nomographische Bemessungsbehelfe für das Bauwesen). OESTREICHER (F.); Oesterr. Bauzg., Autr. (26 jan. 1952), n° 3-4, p. 7-8, 4 fig. — Avantages de l'emploi des abaques. Aboque de Mörsch pour le calcul des sections des dalles et des poutres à hourdis. Mise à jour de ces abaques en tenant compte des normes actuellement applicables. Aboque des moments de flexion; abaque des sections de dalles en béton pour une résistance des aciers égale à 2 200 kg/cm²; abaque analogue pour les poutres à hourdis; abaque pour déterminer la quantité d'acières. E. 18949. CDU 690.25 : 518.3.

20-54. Simplification du mode de détermination des coefficients de charge (Belastungsglieder), dans les équations de l'élasticité (Vereinfachungen bei Ermittlung der Belastungsglieder der Elastizitätsgleichungen). BRAUN (O.); Beton-Stahlbetonbau, All. (jan. 1952), n° 1, p. 18-19, 1 fig. — Calcul des systèmes statiquement indéterminés. Exemple simple d'une poutre sur trois appuis. Exposé du nouveau procédé simplifié. Comparaison des deux systèmes. Utilisation pour la détermination des lignes d'influence. E. 18848. CDU 624.078 : 690.237.22 : 518.5.

Caf Essais et mesures.

21-54. Photoélasticité. Principes et méthodes. JESSOP (H. T.), HARRIS (F. C.); Ed. : Dunod, Paris (1952), 1 vol., VIII + 235 p., 169 fig. — Voir analyse détaillée B-582 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19307. CDU 620.015.7 (02).

Ci

GÉOPHYSIQUE

Cib m

Étude des sols.

22-54. Étude des sols en vue de l'établissement des projets et de l'exécution des constructions (Ueber Bodenuntersuchungen bei Entwurf und Ausführung von Ingenieurbauwerken). TIEDEMANN (B.); Ed. : Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, All.; Lange, Maxwell and Springer, Londres, G.-B. (1952), 4^e édit., 1 vol., IV + 72 p., 40 fig., 11 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-595 au chap. III « Bibliographie ». — E. 18954. CDU 624.131 (02).

23-54. La nature du sol et l'ingénieur voyer (Soil structure and the road engineer). WOOLSTORTON (F. L. D.); Proc. Instn. civ. Engrs, G.-B. (fév. 1952), vol. 1, n° 1 (2^e partie), p. 235-247, 11 fig., 7 réf. bibl. — Facteurs qui contribuent à la résistance du sol, aux forces destructrices développées par l'absorption d'humidité. Effets du climat sur le sol et sur la stabilité des fondations établies sur un sol naturellement ou artificiellement compacté. Étude des variations de volume. Retrait du sol au séchage. Variations observées sur certains sols. E. 19087. CDU 624.131 : 624.138.

24-54. Recherches sur le comportement au tassement des terrains de construction (Untersuchungen über das Setzungsverhalten des Baugrundes). MUNS (H.), DAVIDENKOFF (R.); Bautechnik, All. (fév. 1952), n° 2, p. 25-30, 13 fig., 15 réf. bibl. — Relation d'essais de sols effectués en 1941 à Berlin. Les résultats de ces essais ont confirmé les théories relatives au tassement du sol. Perte, en 1945, des documents relatant ces essais. Détermination de la distribution des contraintes. Détermination des coefficients de raideur du sable et de la marne. Détermination, à priori, du tassement de la marne. Considérations sur le tassement du sol avec le temps. E. 19161. CDU 624.131.4 : 553.62 : 553.551.2.

25-54. Nomogramme pour le calcul des tassements d'un terrain à surface horizontale (Nomograma para el cálculo de los asientos de un terreno de superficie horizontal). LOPEZ NIETO (A.); Inform. Construcc., Esp. (oct. 1951), n° 34, p. 2 : 489/2 — 6 : 489/2, 4 fig., 4 réf. bibl. — Calcul des tassements produits par l'action des charges situées sur un terrain. Décomposition de l'aire de charge en rectangles chargés uniformément. Critique de l'abaque de Steinbrenner. Présentation d'un abaque donnant directement le tassement à une profondeur quelconque suivant les dimensions du rectangle de charge et pour une valeur quelconque du module de Poisson. E. 18300. CDU 624.131.4 : 518.5.

Co

CONDITIONS GÉNÉRALES

Cof m

Manuels. Cours. Traits.

26-54. Dictionnaire moderne espagnol-français et français-espagnol (Diccionario moderno español-frances y frances-español). LARRIEU (R.), MORENTIN (M. G.); Ed. : Garnier, Paris (1951), 1 vol., en espagnol : xlii + 904 p.; en français : xviii + 591 p., 4 fig. — Voir analyse détaillée B-585 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19375. CDU 69 : 5 (02).

D. — LES ARTS DE LA CONSTRUCTION

Dab MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

27-54. **Omnium de la construction immobilière.** Ed. : *Omnium technique de l'Ha-bitat*, Paris (1951), 1 vol., 216 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B-589 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19169. CDU 690 (02).

Dab j Matériaux métalliques.

28-54. **Acier, fer, fonte dans le bâtiment. Considérations générales à l'usage des architectes.** BODSON (F.); Ed. : Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier, Bruxelles, Belg. (1951), 1 vol., VIII + 121 p., 233 fig. — Voir analyse détaillée B-590 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19108. CDU 691.7 (02).

29-54. **Détermination de l'épaisseur des tôles de passerelles au point de vue de la sécurité au voilement définie par les normes DIN 4114 (Die Bestimmung der Steglechdicke aus der Beulsicherheit nach den Vorschriften der DIN 4114).** BUSKE (F.); *Stahlbau*, All. (jan. 1952), n° 1, p. 12-15, 1 fig., 2 réf. bibl. — Influence de l'épaisseur des tôles sur le poids des poutrelles rivées ou soudées. Utilisation de la théorie de Radojkovic et des normes DIN 4114 pour le calcul de l'épaisseur des tôles. Établissement des formules. Marche du calcul. Trois exemples numériques. E. 18815.

CDU 624.21 : 691.71 : 518.5.

30-54. **Pour protéger les métaux.** GLAYMAN (J.); Ed. : Dunod, Paris (1951), 2^e édit., 1 vol., XX + 174 p., 102 fig. — Voir analyse détaillée B-583 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19006.

CDU 620.19 : 699.8 : 691.7 (02).

31-54. **Le fluage des métaux (Creep of metals).** ROTHERHAM (L. A.); Ed. : Institute of Physics, Londres, G.-B. (1951), 1 vol., 80 p., 22 fig., 2 fig. h. t., 81 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-593 au chap. III « Bibliographie ». — E. 18963. CDU 691.71 : 539.3 (02).

32-54. **Théories phénoménologiques du fluage. I (Phenomenological theories of creep. I).** GRAHAM (A.); *Engineer*, G.-B. (8 fév. 1952), vol. 193, n° 5011, p. 198-201, 10 fig., 22 réf. bibl. — Une formule comportant quatre constantes réglables peut représenter l'état de fluage uniaxial de plusieurs métaux différents. Cette formule englobe de nombreuses lois empiriques connues concernant le fluage des divers corps. Elle peut être généralisée de telle sorte qu'elle s'applique également à certaines anomalies. Applications au fluage tertiaire, aux essais de traction, etc... E. 19163. CDU 691.7 : 539.3.

Dab 1 Matériaux rocheux.
Pierres.

33-54. **Les pierres de taille calcaires. Leur comportement sous l'action des fumées.** V. CAMERAN (C.); *Ann. Trav. publ. Belg.*, Belg. (déc. 1951), fasc. 6, p. 1019-1042, 4 fig. (résumé flamand). — Comportement des pierres de Château-Landon, Comblanchien, Chauvigny, Tercé, Vilhonner, Saint-Germain de Montbron, Cruzannes, Saint-Même, Lens. Étude d'un certain nombre de pierres anglaises. E. 19129. CDU 691.215.11 : 620.193.53.

34-54. **La plus grande usine de sable et de gravier (Largest sand and gravel plant).** LENHART (W. B.); *Rock Prod.*, U. S. A.

(fév. 1951), p. 86-92, 121, 24 fig. — Description d'une usine produisant du sable et du gravier à raison de 1 000 t à l'heure. Elle comporte quarante-trois transporteurs à courroies, sept tas de stockage et un broyeur. Opérations d'extraction, de lavage, d'élimination de l'eau, de broyage, criblage, transport, silotage. E. 19187. Traduction I. T. 312, 18 p.

CDU 622.35 : 691.22.

Dab lam Asphalte et bitumes.

35-54. **Le fluage du bitume (Ueber das Fließen von Bitumen).** NÜSSEL (H.); *Bitum.-Teere-Asph.-Peche ver.-Stoffe*, All. (jan. 1952), n° 1, p. 1-5, 17 fig., 6 réf. bibl. — Considérations sur les déformations plastiques du bitume. Description du procédé servant à déterminer le fluage des matières bitumineuses. Exécution des essais; utilisation des résultats. Variation de la tendance à l'écoulement avec le temps; variation de cette même tendance avec l'épaisseur de la couche, l'inclinaison, la température, le point de ramollissement. E. 19122.

CDU 691.161 : 620.171.

36-54. **Variation de la résistance à la compression d'échantillons cubiques avec addition optimale de liant (Der Zusammenhang zwischen Probewürfeldruckfestigkeit und optimalem Bindemittelzusatz).** HERION (G.); *Bitum.-Teere-Asph.-Peche ver.-Stoffe*, All. (jan. 1952), n° 1, p. 5-12, 9 fig., 12 réf. bibl. — Considérations générales sur les essais des matériaux bitumineux. Domaine d'utilisation de la détermination du liant d'après la résistance maximum à la compression. Les quatre liants généralement utilisés. Viscosité des liants. Viscosité critique. Conclusions. E. 19122.

CDU 691.161 : 620.171.

Dab le Liants. Chaux.
Plâtre. Ciments.

37-54. **Ciment H. Premier ciment à basse chaleur d'hydratation fabriqué en Yougoslavie (Prvi cement (H-cement) sa niskom hidratacionom topotom u Jugoslaviji).** KAVCIC (J.); *Compte rendu 1^e Réunion Comit. nation. yougosl. grds Barrages*, (18-23 sep. 1950), Yougosl. (1951), p. 117-120, 1 fig. (résumés français et anglais). — Description d'un procédé de fabrication d'un ciment à basse chaleur d'hydratation, basé sur l'emploi d'une scorie de haut fourneau et possédant une bonne résistance et un faible retrait. Détails de fabrication. E. 19026.

CDU 691.54.

38-54. **Quelques remarques relatives à l'emploi du laitier en cimenterie.** BATTI (G.); PLENGER (R.); *Silicates industr.*, Belg. (jan. 1952), t. 17, n° 1, p. 11-14, 5 fig., 12 réf. bibl. — Méthodes d'investigation appliquées actuellement aux laitiers pour cimenterie. Méthodes de mesure des résistances des ciments de laitier aux milieux agressifs. E. 19002.

CDU 691.542.

Dab le l s Agglomérés.

39-54. **Briques et parpaings en béton. II. Fabrication (Concrete bricks and blocks. II. Manufacture).** Commonwealth Experiment. Build. Stn. (*Notes Sci. Build.*), G.-B., n° SB 14, 4 p., 8 fig., 3 réf. bibl. — Conditions à remplir pour obtenir une bonne résistance des agglomérés en béton : qualité du sable et de l'agrégat, calibre de l'agrégat, calibre du sable, dosage de l'eau, densité obtenue par le tamisage, la pression ou la vibration, mode et durée

de durcissement. Fautes courantes de fabrication. E. 191320. Traduction I. T. 315, 9 p.

CDU 691.32 — 412.

40-54. **Un nouveau mur en blocs creux servant de coffrage; son utilisation (Ein neuer Hohlblöcke für die Anwendung (Ein neuer Hohlblöcke für die Anwendung).** Bauwirtschaft, All. (9 fév. 1952), n° 6, p. 96-97, 2 fig. — Combinaison d'une ossature en béton armé et d'une construction en blocs creux. Blocs normalisés avec trous de 20 × 20 cm. Trois types différents de blocs pour toute construction. Avantages de cette construction : la maçonnerie en blocs creux constitue les coffrages des piliers armés et coulés en béton; utilisation du procédé pour bâtiments à quatre étages. E. 19155.

CDU 693.1 : 691.32 — 412.

41-54. **Blocs creux en sable calcaire (Kalksand-Hohlblöcke).** SAUTTER; *Bauwirtschaft*, All. (9 fév. 1952), n° 6, p. 97-98, 3 fig., 1 réf. bibl. — Diminution du poids des blocs; augmentation du pouvoir d'isolation thermique. Avantages techniques et économiques : diminution d'épaisseur des murs, des joints de mortier. Diminution du coût de la construction. Essor de l'industrie des blocs creux en sable calcaire. Dimensions en formats des blocs creux. E. 19155.

CDU 691.32 — 412.

Dab lem r Briques.
Tuiles. Poteries.

42-54. **Produits nouveaux. Techniques nouvelles.** CANEPARO (R.); *Tuiles, Briques*, Fr. (juil.-août-sep. 1951), n° 7, p. 17, 19, 1 fig. — Exemple d'utilisation de la brique creuse de grandes dimensions comme mur porteur. E. 18967.

CDU 691.421 — 478 : 690.22.

43-54. **Les plaques de parement.** Tuiles, Briques, Fr. (oct.-nov.-déc. 1951), n° 8, p. 18-19, 5 fig. — Description d'une plaque de parement en terre cuite qui se fait en plusieurs dimensions, et peut permettre la préfabrication de panneaux armés de grandes dimensions. E. 18928.

CDU 691.4 : 693.6.

44-54. **Matériaux de terre cuite et isolation thermique.** Tuiles, Briques, Fr. (oct.-nov.-déc. 1951), n° 8, p. 20-22, 2 fig. — Exposé succinct des incidences extérieures et intérieures sur le confort thermique et le choix des parois extérieures. Valeur comparée des différents types de murs de briques pleines ou creuses. E. 18928.

CDU 691.4 : 690.22 : 699.86.

45-54. **Communications de l'Union fédérale de l'Industrie allemande de la Céramique (Mittelungen des Bundesverbands der Deutschen Ziegelindustrie).** Ziegelindustrie, All. (1^e fév. 1952), n° 3, p. 97-99, 5 fig. — Communication relative aux normes DIN 105 et DIN 1053. Dimensions, poids spécifique des briques creuses à trous multiples. Fabrication des éléments de maçonnerie et programme de leurs essais. Résultats des essais des maçonneries : résistance à la compression et module d'élasticité. Charges de fissuration et charges de rupture. Résistance du mortier. E. 19046.

CDU 691.421 — 478 : 389.6.

46-54. **Utilisation des débris de briques dans la construction des habitations (Die Verwendung von Ziegelsplitt im Wohnungsbau).** ALTHAMMER (A.); *Bauwirtschaft*, All. (2 fév. 1952), n° 4-5 : « Ziegelsplitt », jan. 1952, n° 11, p. 65-67. — Modalités diverses de l'emploi des débris de briques dans la construction des habitations : agrégat principal du béton de débris; exécution des murs en éléments, blocs ou panneaux, préfabriqués; la toiture. Étude du danger de for-

mation de champignons dans le béton de débris provenant de ruines. E. 19045.

CDU 691.328 : 691.421.

47-54. Une nouvelle brique de haute qualité pour l'industrie, à base de cendres fines de houille (Ein neuer hochwertiger Industriemauerstein aus Steinkohlenflugasche). ERYTHROPEL (H.), *Betonst.-Ztg.*, All. (fév. 1952), n° 2, p. 41-45, 15 fig. (résumés français et anglais). — Dans les ateliers de la Société « Steinkohlen-Elektrizität A. G. » à Lünen, Westphalie, de grandes quantités de cendres fines de houille qui se forment chaque jour sont transformées en briques nouvelles de haute qualité et d'utilisation multiple. Ces briques, composées de 10 % de chaux et de 90 % de cendres fines de houille ont un poids spécifique de 1 t/m³ et une résistance à la compression de 60 kg/cm². E. 19258.

CDU 691.421 : 691.322.55.

48-54. La couverture de terre cuite. *Tuiles*, Brices, Fr. (juil.-août-sept. 1951), n° 7, p. 10-16, 14 fig.; (oct.-nov.-déc. 1951), n° 8, p. 10-17, 16 fig. — Étude des caractéristiques des tuiles canal, des tuiles plates et des tuiles à emboîtement. E. 18928, 18967. CDU 691.4 : 690.241.

Dab len Verres.

49-54. Le verre. Manuel pour étudiants et techniciens (Glass. A handbook for students, and technicians). DOUGLAS (R. W.), MANNERS (M.), HOME DICKSON (J.), BASTICK (R. E.), WAINE (A. C.), BECKETT (H. E.), ROBERTSON (A. M.), PARTRIDGE (J. H.), Ed. : Hutchinson's, Sci. Tech. Publ., Londres, G.-B. (1951), 1 vol., 300 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B-594 au chap. III « Bibliographie ». E. 19166. CDU 691.6 (02).

50-54. Applications modernes du verre dans les constructions en béton (Eine neuartige Verwendung von Glas bei Betonbauten). *Allg. Bau-Ztg.*, Autr. (14 nov. 1951), n° 273, p. 5-6, 3 réf. bibl. — Emplois divers du verre : vitres, toitures en verre, blocs de maçonnerie en verre, matières isolantes. Utilisation de fils de verre tissés. Considérations sur le béton précontraint. L'emploi du verre et le béton précontraint. Difficultés que l'industrie du verre doit s'employer à résoudre. Résistance comparée du verre et des autres matériaux de construction. E. 18925. CDU 691.6.

Dab m Bois et matériaux à base de bois.

51-54. Techniques modernes du bois. II (Técnicas modernas de la madera. II). PLANELLA (O.), *Ingeniería*, Argent. (sept. 1950), n° 905, p. 357-364, 4 fig. — Procédés principaux d'amélioration du bois et techniques modernes combinant ces divers procédés. Technique du bois comprimé-laminé c'est-à-dire déroulé et densifié par compression et collage. Démonstrations commerciales et usages. Données sur la fabrication et les propriétés du lignosol (Allemagne). Technique du bois résinifié et comprimé par résinification dans la masse et forte compression accompagnée de la polymérisation de la résine. Caractéristiques du produit. Dénominations commerciales; usages. Renseignements sur les produits Resarm-Permal (Belgique). E. 18430. CDU 691.116.

52-54. Techniques modernes du bois. II (fin) (Técnicas modernas de la madera. II). PLANELLA (O.), *Ingeniería*, Argent. (oct. 1950), n° 906, p. 421-428, 8 fig., 61 réf. bibl. — Bois laminé-résinifié obtenu par réunion et résinification en masse de plaques de bois naturel; grande homogénéité et stabilité dimensionnelle; peut être comprimé ou non. Caractéristiques mécaniques des bois améliorés. Evolution actuelle des techniques et possibilités étendues du produit, en particulier pour la fabrication de structures moulées. E. 18431. CDU 691.116.

Dac

**PEINTURES.
PIGMENTS. VERNIS.
PRODUITS ANNEXES**

53-54. Conditions techniques et hygiéniques d'emploi des solvants utilisés dans les matériaux de protection des bâtiments (Technische und hygienische Forderungen an Lösungsmittel für Bautechschutzmittel). RÜCK (A. W.), *Bitum.-Teere.-Asph.-Peche ver.-Stoffe*, All. (jan. 1952), n° 1, p. 17-20. — Conséquence de la pénurie des solvants. Huiles de goudron; leur emploi à l'état brut; huiles de goudron purifiées et lavées, rectifiées et redistillées. Benzols et leurs homologues. Benzols-solvants et benzols lourds. Mono et dichlorobenzol, tétraline, décaline. Distillats d'huiles minérales : essence légère, essence « d'essai ». Autres solvants : trichloréthylène, perchloréthylène, carbure d'hydrogène tétrachloré. E. 19122.

CDU 667.6 : 691.57.

54-54. Le cloquage. Rev. gén. Étanchéité, Fr. (déc. 1951), p. 5, 7, 9, 11, 4 fig., 1 réf. bibl. — Circonstances de la formation de cloques, Influence de l'adhérence, du poids, des variations de température, de la nature de la forme, de l'état hygrométrique sous le support, de la porosité de ce dernier. E. 18966.

CDU 690.193.5 : 693.625 : 691.161 : 691.57.

55-54. Quelques essais d'un nouvel agent antiflooding. DEBACKER (G.), LOOMANS (J.), *Chim. Peint.*, Belg. (jan. 1952), n° 1, p. 21-25, 4 fig. — (Communication du laboratoire d'applications de peintures et matières plastiques de l'Union Chimique Belge, Bruxelles). — Le flooding se présente sous forme de marbrures, réticulations, changement de teinte ou de brillant de la surface des peintures; on l'attribue à une dispersion inégale du pigment. Essais d'une huile de silicium montrant son efficacité comme antiflooding. E. 18930.

CDU 691.57 : 620.19 : 699.8.

**Dad PROPRIÉTÉS GÉNÉRALES
DES MATÉRIAUX**

56-54. Le pH (suite). JOUENNE; *Industr. céram.*, Fr. (jan. 1952), n° 427, p. 7-11, 6 fig. — Étude du pH des argiles : pH des argiles purifiées, pH des argiles électrodiyalysées; action des alcalis et des acides sur les argiles purifiées, action des sels neutres, échanges de bases, pH des argiles naturelles. E. 19060.

CDU 532.6 : 553.52 : 620.1.

Daf

**SÉCURITÉ
DES CONSTRUCTIONS**

Daf j Essais et mesures.

57-54. Essais de fatigue sur poutres en acier de grandes dimensions (Ueber Dauerversuche an Stahlträgern grösserer Abmessungen). BÜHLER (H.), SCHULZ (E. H.), *Stahlbau*, All. (fév. 1952), n° 2, p. 30-34, 17 fig., 4 réf. bibl. — Nouveaux essais effectués pour vérifier si les résultats trouvés précédemment sur des poutres de 1,5 m de long et 200 mm de hauteur sont applicables à des poutres plus grandes. Essais effectués au moyen d'un vibrer-pulsateur. Réserves à faire sur la comparaison des deux sortes d'essais. Caractéristiques des poutres auxquelles ont été appliqués les essais; résultats des essais de poutres rivées et de poutres soudées; position des points de rupture; résistance à la flexion alternée : $\pm 6,5 \text{ kg/mm}^2$. E. 19160. CDU 693.97 : 690.237.22 : 620.171.

Deb

**INFRASTRUCTURE
ET MAÇONNERIE**

Deb ja Consolidation du sol.
Assèchement. Drainage.

58-54. Les sols latéritiques et leur stabilisation (Laterite soils and their stabilization). WINTERKORN (H. F.), CHANDRASEKHARAN (E. C.), *Bull. Highw. Res. Board*, U. S. A. (1951), n° 44, p. 10-29, 12 fig., 35 réf. bibl. — Les possibilités de stabilisation des sols latéritiques peuvent varier dans de larges limites, elles dépendent d'une façon générale du rapport silice-sesquioxyle. Détermination du degré de latérisation par l'analyse thermique différentielle. Influence de la présence de grandes quantités de matières organiques dans les sols tropicaux. Méthodes de stabilisation proposées. E. 18962. CDU 624.138.

59-54. Relation entre la résistance à la compression et l'âge, pour des sols stabilisés au moyen de quatre types différents de ciment (The relationship between compressive strength and age for soils stabilized with four types of cement). CLARE (K. E.), POLLARD (A. E.), *Mag. Concr. Res.*, G.-B. (déc. 1951), n° 8, p. 57-64, 14 fig., 5 réf. bibl. — Les expériences ont porté sur des spécimens de ciment-sol constitués par du sable, de l'argile alluviale et de l'argile stabilisée au moyen de quatre types différents de ciment. Le ciment à haute teneur en alumine donne la plus forte résistance au bout de 24 h, mais après 28 jours il accuse une plus faible résistance que chacun des trois autres types. Le ciment à durcissement rapide donne des résistances plus grandes que le Portland normal pour certains sols, tandis que le ciment à durcissement extra-rapide donne généralement des résistances plus faibles. Effet des additions. E. 18880.

CDU 624.138 : 691.54.

60-54. Mise au point de vibrateurs de grande dimension et leurs possibilités d'emploi dans la construction de barrages (Die Entwicklung von Grossräumlern und ihre Einsatzmöglichkeit im Talsperrenbau). RAPPERT (C.), *Wasserwirtschaft*, All. (jan. 1952), n° 4, p. 148-153, 8 fig. — Le vibrateur profond destiné à compacter les sols non cohérents ou sableux : son fonctionnement. Problèmes relatifs aux grands vibrateurs modernes. Méthodes de travail et principes de construction des vibrateurs de surface. Constitution du vibrateur de grande dimension. Fréquence des secousses. Types de vibrateurs de grande dimension et leurs essais. Possibilité d'utiliser les vibrateurs dans la construction des barrages. E. 19159. CDU 624.138 : 621.879.

61-54. Compactage des remblais. PELLIER (R.), *Rev. Gén. Routes, Aérodr.*, Fr. (nov. 1951), n° 238, p. 64-69, 9 fig. — Exposé de la méthode Proctor pour l'étude du compactage des remblais. Établissement des diagrammes. Analyse du phénomène de tassement des remblais. Simplifications pratiques. Réalisation du compactage sur chantier. Contrôle du chantier. Examen de quelques cas exceptionnels. E. 19084.

CDU 624.138 : 624.135.

62-54. Compactage et consolidation de sols cohérents [Die Dichtung und Verfestigung bin diger Bodenarten (haftende Lockergesteine)]. KEIL (K.), *Bauotechnik*, All. (fév. 1952), n° 2, p. 42-46, 12 fig., 11 réf. bibl. — Rappel des essais de Casagrande. Principes résultant de ces essais. Nature et but de la stabilisation (consolidation et compactage). Utilisation de réactifs chimiques; action concomitante de moyens mécaniques; utilisation de longue date des procédés de compactage du sol par les Américains. Nouveaux procédés de compactage. Action durable de la stabilisation. Processus de la stabilisation à l'aide de produits chimiques. Possibilités d'emploi du procédé :

constructions hydrauliques; tapis d'étanchéité; barrages; revêtements des canaux; protection contre les eaux de ruissellement; consolidation des terrains de construction et étanchéité, etc. E. 19161. CUD 624.138 : 627.1.

63-54. Traitement des fondations des grands barrages au moyen d'injections (Tratamiento de las cimentaciones de las grandes presas mediante inyecciones). SIMONDS (A. W.), LIPPOLD (F. H.), KEIM (R. E.); *Inform. Construcción*, Esp. (oct. 1951), n° 34, p. 1 : 531/9 — 4 : 531/9, 3 fig. (extrait de : « Proc. ASCE »). — Nécessité du traitement des fondations des grands barrages par injections de ciment. Colmatages à faible pression, à moyenne pression et à haute pression. Matériel mécanique et pompes. Matériaux divers de colmatage. Procédés d'injections soit par tube simple, soit par système à circulation continue. Méthodes de colmatage par remplissage des forages en une ou plusieurs fois, avec ou sans obturateurs. E. 18300.

CUD 624.138 : 699.82 : 627.8.

Deb je Terrassements.

64-54. Méthode de forage par trous de grandes dimensions (Das Grossbohrlochverfahren). PLANKE (F. H.); *Zement-Kalk-Gips*, All. (jan. 1952), n° 1, p. 6-13, 6 fig., 13 réf. bibl. (résumé français et anglais). — Considérations sur l'emploi des explosifs. Mécanisation de l'abatage des roches. Méthodes d'abatage. Étude sur les dimensions des trous de forage. Charge d'explosifs en fonction du diamètre du trou. Méthodes de forage : à l'air comprimé, par mèches rotatives, forage au jet. Outils de forage. Chargement des mines. Allumage. Enregistrement des expériences : croquis, photographies, enregistrements sismographiques. E. 18953.

CUD 624.13 : 662.2.

Deb ji Fondations.

65-54. Fondations pour bâtiments modernes. II (Foundations for modern buildings. II). HAMMOND (R.); *Architect*, G.-B. (17 jan. 1952), vol. 201, n° 4335, p. 83-84, 1 fig. — Importance de l'étude des propriétés du sol, choix de la méthode à adopter pour l'établissement de fondations pour un bâtiment neuf ou pour la reprise en sous-œuvre d'un bâtiment existant. Exemples de travaux. Procédé Joosten pour la consolidation chimique du sol au moyen d'injections. Autres exemples. E. 18877.

CUD 624.15 : 690.21 : 624.138 : 690.593.2.

66-54. L'emploi d'un gabarit supprime les difficultés de battage des cellules d'un batardeau de 21,35 m (Template takes trouble out of driving 70-ft cofferdam cells). BENGSTON (O. R.); *Engng News-Rec.*, U. S. A. (17 jan. 1952), vol. 148, n° 3, p. 34-35, 7 fig. — Quatre cellules de 21,35 m de diamètre formaient le batardeau utilisé pour la démolition d'une partie d'un barrage, dont la hauteur de retenue dépasse 15 m. Un gabarit formé d'une partie extérieure et d'une partie intérieure a grandement facilité le battage des palplanches destinées à former ces cellules. Description du gabarit composé de quatre sections assemblées. E. 19158.

CUD 624.15.

67-54. Semelles en béton pour murs et piliers (Concrete footings for walls and columns). JAKOWLEW-HERBACZEWSKI (P.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (déc. 1951), vol. 23, n° 4, 1^{re} partie, p. 333-351, 19 fig., 3 réf. bibl. — Établissement des équations qui permettent de construire des graphiques servant à la détermination des dimensions optimales des semelles en béton. Influence de la variation du prix des matériaux. Méthode permettant de déterminer le pourcentage économique du fer dans le béton. E. 19151.

CUD 624.15 : 693.55 : 518.5.

68-54. Effondrement du sol pendant le basculement des pieux (Soil failure during the overturning of piles). WILLIAMS (T. E. H.); *Engineering*, G.-B. (1^{er} février 1952), vol. 173,

n° 4488, p. 134-136, 13 fig. — Des essais ont été effectués dans le but de résoudre trois problèmes : détermination du centre de rotation autour duquel s'effectue, dans le sol, le basculement d'un pieu soumis à un effort horizontal; étude d'une méthode permettant de déterminer la forme précise de la masse de terrain déplacée; détermination d'une formule donnant la résistance maximum au basculement sans introduction de coefficients. E. 19086.

CUD 624.154 : 624.131.

69-54. Le calcul au flambage des pieux de fondation. *Tech. mod. Constr.*, Fr. (jan. 1952), t. 7, n° 1, p. 31-32, 4 fig. — Formules du flambement d'un pieu soumis à une réaction transversale du sol, proportionnelle à la flèche prise par le pieu. E. 19081.

CUD 624.154 : 518.5.

70-54. Le forage de trous pour pieux de fondations moulés dans le sol permet de réaliser des économies de temps et d'argent (Drilled foundations holes save time and money). LONDON (E. F.); *Constr. Methods*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 34, n° 1, p. 56-59, 11 fig. — Le forage de trous dans le sol permet de couler dans ces trous du béton pour constituer des pieux de fondations, ce qui évite de construire et de battre des pieux en béton armé. La machine utilisée comporte une tarière de 0,75 m de diamètre qui fore à raison de 0,3 m à la minute. Lorsque la profondeur désirée est atteinte, on fixe à la tarière un outil extensible qui, une fois descendu dans le trou, opère de façon à pratiquer une excavation en forme de cloche qui, lorsqu'elle sera remplie de béton, constituera la semelle du pieu. E. 19071.

CUD 624.154.

71-54. Étude des groupes de pieux par la méthode de déplacement (Analysis of groups of piles by the displacement method). MANNING (G. P.); *Concr. Constr. Engng*, G.-B. (jan. 1952), vol. 47, n° 1, p. 3-7, 8 fig. — Bien que les fondations sur pieux ne soient pas habituellement considérées comme des systèmes triangulés, la répartition de la charge sur les pieux peut être calculée par la méthode de déplacement. E. 18824.

CUD 624.154 : 624.131.

72-54. Vibrations verticales dans les fondations des turbines à vapeur (Ueber Lotrechtschwingungen bei Dampfturbinen-Fundamenten). GEIGER (J.); *Schweiz. Bauztg.*, Suisse (26 mai 1951), n° 21, p. 287-290, 7 fig., 1 réf. bibl. — Traité des problèmes relatifs aux recherches des vibrations verticales. Vibrations de la masse des piliers, élasticité à la flexion de la semelle de fondation, élasticité du sol, résistance à la torsion des longerons adjacents, raideur des angles et goussets. E. 19253. Trad. T. I. 317, 11 p.

CUD 624.15 : 699.84.

73-54. Procédé pour économiser l'acier. Pieux en béton préfabriqués sans acier (Here's a steel saving scheme. Precast concrete piles without steel). *Engng News-Rec.*, U. S. A. (10 jan. 1952), vol. 148, p. 44, 2 fig. — Considérant que dans la plupart des cas, l'acier d'armature des pieux n'est utile que lors de la manutention et du battage de ces pieux, des ingénieurs ont eu l'idée d'enlever les armatures après mise en place, de façon à l'employer à nouveau pour d'autres pieux. Pour cela, l'armature consiste en tiges d'acier tressées incluses dans des tubes métalliques moulés dans le béton. Ces tiges qui servent à précontraindre les pieux sont enlevées après mise en place. E. 19069.

CUD 624.154 : 693.057.1 : 691.328 : 691.71.

74-54. Le frottement latéral des pieux battus. COUARD (A.); *Génie Civ.*, Fr. (1^{er} fév. 1952), t. 129, n° 3, p. 53-54. — Difficulté d'apprécier l'angle de frottement du pieu sur le terrain. Essai d'application des formules à des essais de Lesbordes, et conclusion à l'impossibilité d'apprécier valablement le frottement latéral. E. 19025.

CUD 624.154.15.

75-54. Constitution et calcul des lignes de pieux (fin) (Zur Gestaltung und Berechnung von Pfahlrosten). OHDE (J.); *Strassen-Tiefbau*, All.

(déc. 1951), n° 12, p. 329-331, 9 réf. bibl. — Charge limite des pieux : chargements d'essais; calcul de la charge limite d'après les formules de Dorr, Krey et Terzaghi; résistance à la pénétration; résistance de frottement. Exemple numérique. Formule de battage de pieux de Redtenbacher : exemple numérique. E. 18875.

CUD 624.154 : 624.131 : 518.5.

Deb le Mortiers.

76-54. Technique moderne de l'injection de ciment (Neuzeitliche Einpresstechnik). KOENIG (H. W.); *Wasserwirtschaft*, All. (jan. 1952), n° 4, p. 120-132, 19 fig., 13 réf. bibl. — Accroissement de l'importance de l'injection de ciment, de bitume ou de solutions chimiques, dans les éléments de construction. Moyens utilisés pour l'injection; matières injectées : solutions, émulsions, corps pâteux. Travaux préparatoires. Le forage. Essais de perméabilité à l'eau. La compression, matériel employé; pompes, tuyauteries; appareils de contrôle enregistreurs. E. 19159.

CUD 691.53 : 621.9 : 624.138.

Deb li Bétons.

77-54. L'essai au « siphon eau » pour la mesure de la teneur en humidité des agrégats (The siphon-can test for measuring the moisture content of aggregates). MCINTOSH (J. D.); C. A. C. A. G.-B. (nov. 1951), Res. Note 6, 12 p., 2 fig., 4 fig. h. t., 4 réf. bibl. — L'essai au « siphon eau » constitue une méthode de mesure de la teneur en humidité des agrégats. Il ne nécessite, en dehors du « siphon eau » lui-même, qu'une balance et une éprouvette. L'essai peut être fait en moins de 3 mn et les valeurs de l'humidité sont obtenues sans calcul au moyen d'une échelle transparente spéciale. L'essai assure un contrôle pratique efficace de la qualité du béton. E. 18898.

CUD 691.322 : 620.1.

78-54. Un mot sur le projet de nouvelles normes B 3302 sur le béton (Ein Wort zum Entwurf der neuen Oenorm B 3302 « Beton »). SOLVEY-STERN (O. R.); Z. österr. Ingr-Architekten-Verg., Autr. (3 fév. 1952), n° 3-4, p. 31-34, 1 fig. — Garantis de la résistance de traction admissible pour le béton. Considérations générales sur les travaux effectués en vue de l'établissement des normes. Attention spéciale donnée à la granulométrie et à la technologie des agrégats. Normalisation du passage au tamis. Résultats tirés d'un grand chantier industriel avant la dernière guerre. Grosseur efficace des grains d'agrégats. Résultats d'essais effectués sur quelques échantillons. Possibilité de fournir la granulation à la demande. Avantages de la nouvelle méthode par rapport au simple essai au tamis. E. 19073.

CUD 691.322 : 389.64.

79-54. L'installation de production d'agrégats pour béton d'Owen Falls (The Owen Falls concrete aggregate production plant). Civ. Engng, G.-B. (jan. 1952), vol. 47, n° 547, p. 51-53, 5 fig. — La construction du barrage d'Owen Falls nécessite un total de 250 000 t d'agrégats grossiers et 125 000 t de pierre concassée et de sable naturel. L'installation réalisée permet de produire 125 t par heure d'agrégats grossiers de toutes dimensions, elle peut fournir 96 t par heure d'agrégats à la dimension maximum de 19 mm et 60 t par heure de sable. Extraction, broyage, tamisage. Description, fonctionnement. E. 18825.

CUD 691.328 : 627.8.

80-54. Installation perfectionnée pour la production d'agrégats, suspendue aux falaises voisines du barrage de Detroit (Elaborate aggregate plant hangs on cliffs at Detroit dam). Indian Concr. J., Inde (15 déc. 1951), vol. 25, n° 12, p. 261-266, 12 fig. — Pour la construction du barrage de Detroit de 141,2 m de haut et 481,9 m de long, nécessitant un volume de

béton de 1 146 000 m³, on a établi une installation pour la production des agrégats dans des conditions particulièrement difficiles en raison de la topographie du terrain. Cette installation comprend un dispositif de réfrigération permettant de conserver le mélange à une température inférieure à 10° C. E. 18878.

CDU 691.322 : 621.929.

81-54. La recherche du dosage en ciment des mortiers et des bétons durcis. BROCARD (J.); Ann. I. T. B. T. P., Fr. (jan. 1952), no 231, (Essais et Mesures, no 20), 8 p., 13 fig., 8 réf. bibl. (résumé anglais). — Le principe de la recherche du dosage en liant d'un béton durci consiste à déterminer la silice soluble dans les acides qui provient uniquement du liant. Exposé des limites de la méthode (qui est en défaut pour le ciment fondu et les mortiers bâtarde), précision des résultats des essais effectués. Conclusions. Exemple de recherche de la composition d'un béton durci. E. 18899.

CDU 691.322 : 691.54 : 620.1.

82-54. Le ciment grossièrement broyé fournit un béton plus durable (Coarse-ground cement makes more durable concrete). WOODS (H.), ANDEREGG (F. O.), SPINDEL (M.), MATHER (B.), BREWER (H. W.), BURROWS (R. W.); J. A. C. I., U. S. A. (déc. 1951), vol. 23, no 4, 2^e partie, p. 360.1-360.12, 4 fig., 6 réf. bibl. — Analyse de l'article de H. W. BREWER et R. W. BURROWS, quatre spécialistes présentent une série d'observations rappelant que la dimension de grain du ciment utilisé n'est pas seule en cause pour déterminer la durée du béton. Il faut également tenir compte de certains autres facteurs, comme la quantité d'air entraîné, la quantité d'eau de mélange, la composition chimique du ciment, etc... Réponse des auteurs. E. 19154.

CDU 691.322.

83-54. Fausse prise dans le ciment Portland (False set in Portland cement). BLANKS (R. F.), GILLILAND (J. L.); J. A. C. I., U. S. A. (mars 1951), vol. 22, no 7, p. 517-532, 1 fig., 38 réf. bibl. — La fausse prise du ciment est mise en évidence par une sorte de raidissement ou de perte de consistance durant le malaxage ou peu après. Théories de la fausse prise, expériences sur chantier, effets de la fausse prise sur les propriétés du béton et moyens de la combattre par refroidissement des broyeuses du addition de sulfate de calcium stable. E. 19106. Traduction I. T. 314, 22 p.

CDU 691.328 : 693.552.7 : 691.542.

84-54. Le calcul à la rupture du béton armé. L'intervention du béton tendu. GUERRIN (A.); Ann. I. T. B. T. P., Fr. (jan. 1952), no 234 (Théories et Méthodes de calcul, no 15), 22 p., 24 fig., 33 réf. bibl. (résumé anglais). — Historique des méthodes de calcul à la rupture du béton armé; revue des divers diagrammes de contraintes proposés et qui tiennent ou non compte du béton tendu. Exposé des raisons qui paraissent imposer la prise en compte du béton tendu. S'appuyant sur les essais de divers expérimentateurs, le fait de négliger le béton tendu impliquerait dans les aciers des contraintes pouvant dépasser la limite de rupture. Discussion. Notes complémentaires à la suite de la discussion. E. 18999.

CDU 691.328 : 539.424 : 518.5.

85-54. Comment utiliser les strain-gages sur le béton (How to use strain gages on concrete). ANDERSON (A. R.); Engng News-Rec., U. S. A. (8 mars 1951), vol. 146, no 10, p. 46-47, 4 fig. — Utilisation du strain-gage SR-4. Précautions à prendre pour réaliser l'adhérence sur le béton en employant une couche de ciment spécial. Adhésif pour les fils de jonction. Paraffine spéciale pour la protection du strain-gage contre l'humidité. Relation, à titre d'exemple, d'essais sur des poutres précontraintes. E. 19302. Traduction I. T. 320, 5 p.

CDU 691.32 : 620.17 : 681.208.

86-54. La déformation du béton (The deformation of concrete). FREYSSINET (E.); Magaz.

Concr. Res., G.-B. (déc. 1951), no 8, p. 49-56, 1 fig. — Trad. d'un article de E. FREYSSINET : « Importance et difficultés de la mécanique des bétons ». — FREYSSINET attire l'attention sur notre manque de connaissance des lois qui régissent la déformation du béton et donne des exemples de dalles précontraintes suivant deux directions qui ont supporté, sans formation de fissures, des charges quatre ou cinq fois plus fortes que les charges calculées. L'auteur expose sa théorie de la construction du béton : c'est un matériau « solide-liquide » auquel les lois de la thermodynamique peuvent être appliquées. Cela permet de formuler des lois générales qui expliquent les résultats obtenus. Retrait, fluage, déformations élastiques et plastiques du béton. E. 18880.

CDU 691.328 : 539.37.

87-54. Influence de la température et de l'humidité sur le béton (Der Einfluss von Temperatur und Feuchtigkeit auf Beton). Zement-Kalk-Gips, All. (jan. 1952), no 1, p. 20-22, 7 fig. — La plupart des propriétés du béton sont déterminées par celles du mortier de ciment, mais ses propriétés thermiques dépendent des agrégats qui occupent au moins 75 % du volume. Coefficients de dilatation thermique des divers agrégats. Fluage du mortier sous l'effet de la pression. Adhérence du mortier sur les autres éléments en fonction de la teneur en humidité. Dilatation et résistance à la traction en fonction de la température. Influence des fortes variations de température. E. 18953.

CDU 691.328 : 539.37.

88-54. Orientation actuelle des méthodes de calcul de constructions en béton (Attuale orientamento nel calcolo delle costruzioni in calcestruzzo). LEVI (F.); Atti Rass. tec., Ital. (sep. 1951), no 9, p. 265-269, 4 fig., 8 réf. bibl. — Complexité croissante des problèmes qui se posent en matière de calcul des constructions en béton en raison des divergences entre les hypothèses usuelles et le comportement réel du matériau. Exemple de l'étude des variations dans le temps de la poussée additionnelle créée par le décéntrage d'une arche comportant des vérins à la clef : l'hypothèse habituelle du fluage uniforme ne tient pas compte du phénomène réel. Conclusions plus proches de la réalité en adoptant un fluage variable suivant les conditions locales de conservation des divers éléments. E. 18690.

CDU 691.328 : 539.37 : 518.5.

89-54. Construction d'ossatures de béton armé en « béton d'aspect » (Stahlbetonkonlektbau in Sichtbeton). Bauwirtschaft, All. (23 jan. 1952), no 3 : « Fortschrittliche Leistungen Bauindustrie », 1952, no 1, p. 2-4, 4 fig., 1 fig. h. t. — Le béton d'aspect (Sichtbeton) rend inutiles les revêtements de panneaux ou d'enduits. Il est utilisé tel qu'il sort des coffrages. Caractéristiques spéciales et constituants du béton d'aspect. Sa résistance. Traitement de la surface du béton après décoffrage. Coffrages métalliques pour garder au béton toutes ses qualités. Préparation et mise en œuvre du béton d'aspect. Précautions à prendre. E. 18950.

CDU 693.558.

90-54. Étude des coffrages en bois et en acier pour le béton. IV (The design of timber and steel formwork for concrete. IV). HUNTER (L. E.); Civ. Engng., G.-B. (jan. 1952), vol. 47, no 547, p. 57-59, 5 fig. — Coffrages pour poutres et dalles dans la construction des ponts. E. 18825.

CDU 691.32 : 690.575 : 694.1 : 693.97.

91-54. Construction d'une dalle de plancher de 85 000 m² de superficie, par béton pompé au moyen d'un dispositif de distribution surélevé opérant par bandes de 12,2 m (Raised discharge paves 40-ft swath with concrete pumped to 21-acre floor slab). Constr. Methods, U. S. A. (jan. 1952), vol. 34, no 1, p. 52-55, 6 fig. — 16 800 m² de béton ont été utilisés pour construire une dalle de 85 000 m² de surface et

de 0,2 m d'épaisseur. Le béton pompé par une machine « Pumpcreté » était distribué à l'aide d'un chariot à goulotte orientable permettant de mettre en place de 1 500 à 1 800 m² de béton par jour, par bandes de 12,2 m de large. Description du matériel. Méthode d'emploi. E. 19071. CDU 691.328 : 621.929 : 690.25.

92-54. Résistance du béton au gel (Frostfestigkeit des Betons). WOCRIN (A.); Oesterr. Bauztg., Autr. (1951), no 17, p. 6-8; no 18-19, p. 7-11, 8 fig. — Étude des contraintes que produisent dans les bétons les variations de température, les variations d'humidité et la congélation de l'eau en tenant compte des différences des caractéristiques mécaniques de l'agrégat et du ciment. Facteurs dont dépend la résistance au gel et comment elle peut être améliorée. Pour le ciment, interviennent la résistance à la traction, la finesse de mouture, la durée de magasinage, etc. Pour les agrégats : la sensibilité du gel, la propreté, les dimensions ; pour le béton, l'influence du dosage ainsi que l'adjonction de produits mouillants, de dispersifs et d'entraineurs d'air. E. 18996. Traduction I. T. 313, 19 p.

CDU 691.32 : 620.192.422.

93-54. Traitements spéciaux pour béton de ciment Portland (Special treatments for Portland cement concrete). a'Court (C. L.); Struct. Engr., C.-B. (mars 1951), vol. 29, no 3, p. 71-77, 8 fig., 2 réf. bibl. — Description des méthodes de traitement du béton en vue de modifier les durées de prise et de durcissement, d'augmenter la maniabilité et d'améliorer la durée. Emploi des agents humidifiants, des entraîneurs d'air, des agents imperméabilisants, des pouzzolanes, des matières inertes de remplissage des pores. E. 19301. Traduction I. T. 316, 19 p.

CDU 691.328 : 691.545 : 693.552.7.

94-54. Recommandations pratiques pour l'application du mortier par projection sous action pneumatique (ACI 805-51). [Recommended practice for the application of mortar by pneumatic pressure (ACI 805-51)]. CROM (J. M.); DOULL (R. M.); J. A. C. I., U. S. A. (déc. 1951), vol. 23, no 4, 2^e partie, p. 720.1-720.8. — Relevant sur le rapport du Comité 805, J. M. CROM fait remarquer que, dans la plupart des cas, la mise en place du mortier par projection sous action pneumatique n'est pas effectuée avec un rapport eau-ciment plus faible que le rapport normal, contrairement à ce qui est indiqué par le Comité. R. M. DOULL fait état de son expérience personnelle et indique les avantages de la méthode, spécialement en ce qui concerne les travaux maritimes. Réponse du Comité. E. 19154.

CDU 691.328 : 691.322 : 621.51 : 627.2.

95-54. Quelques expériences sur le compactage du béton par vibration (Some experiments on the compaction of concrete by vibration). DAVIES (R. D.); Mag. Concr. Res., G.-B. (déc. 1951), no 8, p. 71-78, 11 fig., 6 réf. bibl.

— Les essais ont porté sur des cubes de béton très sec dont la composition convient à des poutres en béton précontraint de petites dimensions. Ces cubes avaient été compactés au moyen de vibrateurs de différents types et de fréquences et amplitudes diverses. Description des appareils utilisés pour la vibration. Procédés d'essai. Résultats obtenus. Influence de l'accélération et du sens des vibrations. E. 18880.

CDU 693.556.4.

96-54. Le compactage des dalles en béton par la vibration de surface : première série d'expériences (The compaction of concrete slabs by surface vibration : first series of experiments). KIRKHAM (R. H. H.); WHIFFIN (A. C.); Mag. Concr. Res., G.-B. (déc. 1951), no 8, p. 79-91, 17 fig. — Les expériences ont porté sur des dalles en béton de 0,45 m d'épaisseur soumises à des vibrations de surface variant de 1 500 à 6 000 par minute avec des accélérations de 1 à 12 g et des amplitudes de 0,1 à 1,5 mm. Influence de l'accélération, de l'amplitude et de

la fréquence sur la densité suivant la profondeur et sur le fini de surface. Description du dispositif d'essai. Résultats obtenus. E. 18880. CUDU 691 — 413 : 693.556.4.

97-54. La durée de la vibration du béton (The duration of vibration of concrete). MANCHE (H.); *Constr. Rev.*, Austral. (nov. 1951), vol. 24, n° 7, p. 36-38, 6 fig. (Tiré de : « Rev. Matér. Constr., Ed. : C », avr. 1950, n° 415).

— Rapport exposant les résultats d'essais entrepris afin de déterminer la durée la plus avantageuse à adopter pour l'application de vibrations au béton, du point de vue de la résistance. Composition du béton soumis aux essais. Résultats obtenus. Limites pratiques de la durée de vibration. Durée économique. E. 18897. CUDU 693.556.4.

98-54. Quelques précisions nouvelles sur l'emploi du chlorure de calcium en bétonnage. II. THUILLEAUX (M.); *Rev. Matér. Constr., Ed. : C*, Fr. (jan. 1952), n° 436, p. 29-32, 1 fig., 5 réf. bibl. — Le chlorure de calcium ne peut être retenu comme facteur de rouille pour les armatures et il n'est pas générateur d'efflorescence. Le produit n'a pas d'effet sensible sur le retrait du béton. Intérêt du chlorure de calcium dans la composition des mortiers pour l'obturation d'infiltrations d'eau dans les ouvrages hydrauliques. E. 19104. CUDU 693.552.7 : 690.191.

99-54. Ciments à entraînement d'air. III. CLERET DE LANGAVANT (J.); *Rev. Matér. Constr., Ed. : C*, Fr. (jan. 1952), n° 436, p. 24-28, 1 fig., 1 réf. bibl. — Étude de l'incidence de la présence de l'air sur les résistances du béton; béton du type classique contenant de l'air accidentel dans lequel l'air entraîné se sépare de la pâte de ciment; bétons à air occlus dans lesquels l'air reste dans la pâte solidifiée. E. 19104. CUDU 691.328 : 693.552.7.

100-54. L'entraînement d'air et la résistance au gel et dégel (Air entrainement and resistance to freezing and thawing). SCRIPTURE (E. W.), BENEDICT (S. W.), LITWINOWICZ (F. J.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (déc. 1951), vol. 23, n° 4, 1^{re} partie, p. 297-308, 11 fig. — Des essais ont été entrepris pour déterminer l'aptitude de différents agents entraîneurs d'air à leur emploi dans le béton, et pour étudier les effets de divers cycles de gel et dégel, ainsi que ceux de la teneur en air du béton. Les cycles rapides sont beaucoup plus destructeurs que les cycles lents. La résistance au gel et dégel augmente en fonction de la quantité d'air entraînée jusqu'à une certaine limite au-delà de laquelle elle se maintient sensiblement constante. E. 19151. CUDU 691.328 : 693.552.7 : 620.192.422.

101-54. Le béton discontinu (Gap graded concrete). BAHRNER (V.); *C. A. C. A.*, G.-B. (jan. 1952). Libr. Transl. n° 42, 19 p., 15 fig. (Tiré de : « Cement Betong », Suède, juin 1951, vol. 26, n° 2). — Le béton « Prepat » utilisé en Suède est fabriqué en disposant dans le moule des pierres ayant plus de 8 mm et en les tassant pour réduire les vides. On y injecte ensuite un mortier spécial qui remplit ces vides. Dans la méthode Valette les pierres utilisées comme agrégat sont choisies de façon à obtenir le minimum de vides, mais contrairement à la méthode précédente les pierres sont mélangées au mortier avant moulage. Les deux méthodes ont ceci de commun, qu'en fait, un m³ de béton contient un m³ de pierres. E. 19050. CUDU 691.328.

102-54. Béton à occlusion d'air. II (fin) (Luftporenbeton. II). AMMANN (A.); Schweiz. Bauztg., Suisse (12 jan. 1952), n° 2, p. 21-24, 9 fig., 1 réf. bibl. — Autres influences agissant sur la constitution des cavités remplies d'air : température, type de bétonnière, etc. Influence de l'occlusion d'air sur la diminution de la quantité d'eau de gâchage. Épreuve du béton à occlusion d'air. Résistance au gel et aux intempéries. Résistance à la compression. E. 18761. CUDU 691.328 : 620.192.422.

103-54. Béton à occlusion d'air utilisé comme béton léger (Luftporenbeton als Leichtbeton). ZEMENT-KALK-GIPS, All. (jan. 1952), n° 1, p. 22-23, 2 fig. — Possibilité de donner au béton une proportion de bulles d'air (environ 25 %), qui permette de le considérer comme un béton léger, mais de faible résistance. Relation d'essais faits à ce propos et rapportés par R. C. VALORE et W. C. GREEN. Propriétés physiques de ces bétons légers en fonction de leur composition et de leur teneur en bulles d'air : poids spécifique, facilité de travail, etc. Capillarité et absorption de l'eau suivant les compositions. E. 18953. CUDU 691.328 : 693.552.7.

104-54. Bulles d'air remplacant l'agrégat fin du béton (Luftporen anstelle von feinstem Betonzuschlagstoff). KEIL (F.); Wasserwirtschaft, All. (jan. 1952), n° 4, p. 144-146, 4 fig. — Rôle de l'eau dans la fabrication du béton. Sédimentation des agrégats du béton dans l'eau de fabrication. Constitution de poches d'eau qui, au séchage, créent des poches d'air. Addition au béton d'un agent formant des petites bulles d'air. Résultats de cette addition : facilité plus grande du travail; amélioration de certaines caractéristiques du béton. Importance du rôle du béton à entraînement d'air aux États-Unis. E. 19159. CUDU 691.328 : 693.552.7

105-54. Le béton bitumineux, matériau de construction (Bituminöser Beton als Baustoff im konstruktiven Ingenieurbau). OBERBACH (J.), ZICHNER (G.); Wasserwirtschaft, All. (jan. 1952), n° 4, p. 146-148, 2 fig. — En dehors des matériaux de construction pratiquement indéformables, comme le béton de ciment, l'acier, la pierre et le bois, on est parfois amené à employer une matière plus élastique et déformable, de manière à supprimer les contraintes secondaires et réduire les dimensions des pièces. Le béton bitumineux convient dans ce but. Utilisation de ce béton pour la construction de routes et pour l'étanchéité dans les travaux hydrauliques. Propriétés générales du béton bitumineux. E. 19159. CUDU 691.328 : 691.161.

106-54. L'action des matières créatrices de bulles d'air dans le béton (Die Wirkung luft-porenbildender Zusatzstoffe im Beton). WALZ (K.); Bauwirtschaft, All. (16 év. 1952), n° 7, p. 115-119, 11 fig., 9 réf. bibl. — Ces matières facilitent le travail du béton et sa résistance aux intempéries. Utilisation de ces matières en Allemagne, après l'Amérique. Augmentation de la résistance par suite de la diminution d'eau incorporée au béton. Résistance à la gelée; absorption de l'eau; perméabilité à l'eau du béton poreux. Facilité de travail du béton. E. 19264. CUDU 691.328 : 693.552.7.

107-54. Béton poreux « Bebalit » (Porenbeton « Bebalit »). Oesterr. Bauztg, Autr. (2 fév. 1952), n° 5, p. 8. — Développement du béton poreux; ses avantages. Béton « Bebalit » mis sur le marché en 1946 en Autriche. Ses caractéristiques : poids spécifique; résistance; coefficient de transmission thermique. Son emploi pour l'isolation. Diverses catégories de béton « Bebalit ». Leur utilisation dans l'industrie sous forme de blocs et de panneaux préfabriqués, de dalles de toiture isolantes, etc. E. 19072. CUDU 691.328 : 699.86.

108-54. Le béton léger « Ytong » (El hormigon ligero « Ytong »). ARREDONDO (F.); Inform. Construcción, Esp. (oct. 1951), n° 34, p. 1 : 683/3-2 : 683/3, 3 fig. — Résultats d'essais sur échantillons de béton léger de fabrication suisse connu sous le nom d'Ytong (procédé suédois). Composition. Aspect. Mesure de la densité apparente, de l'absorption, de la résistance à la compression et de la facilité de travail. Présentation et usages. E. 18300. CUDU 691.328 : 693.552.7.

109-54. Essais des ossatures en béton au moyen du « Soniscope » (Soniscope tests concrete structures). CALLAN (E. J.), WHITEHURST (E. A.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (déc. 1951), vol. 23, n° 4, 2^{re} partie, p. 444.1-444.4, 1 fig. — Discussion de l'article de E. A. WHITEHURST, sur la

description et l'emploi du « Soniscope » pour l'essai des ossatures en béton. Description des essais effectués avec cet appareil sur une construction en béton datant de plus de dix ans et présentant de nombreuses fissures. Comparaison des résultats obtenus avec l'appareil et par la méthode des essais de flexion répétées. Réponse de l'auteur. E. 19154.

CUDU 620.105 : 691.328 : 539.37.

110-54. Mise en œuvre du béton préfabriqué au moyen de grues sur voies ferrées (Fertigbeton bei Hochbauten mit Eisenbahnkranen-satz). CIESIELSKI (H.); Bautechnik, All. (jan. 1952), n° 1, p. 1-3, 9 fig. — Le béton préfabriqué nécessite l'utilisation d'appareils de montage à grand rendement. Exemples de constructions ainsi réalisées. Halle à marchandises : dimensions générales, poids des poutres, durée du levage, personnel nécessaire au montage. Décalage total d'exécution des ouvrages. Magasin à un étage. Cave couverte au moyen de dalles; toitures exécutées également en dalles. Montage des divers éléments. Toiture d'un poste d'aiguillage. E. 18814.

CUDU 693.54 : 693.057.1 : 621.876.

Deb m Maçonnerie.

111-54. Liaisons économiques des maçonneries et leur influence sur la résistance de ces ouvrages. I (Wirtschaftliche Mauerwerksverbände und ihr Einfluss auf die Mauerwerksfestigkeit. I). STAUFENBIEL (D. G.); Ziegelindustrie, All. (2 jan. 1952), n° 2, p. 47-50, 9 fig. — Développement de la technique de la maçonnerie par l'emploi d'outils facilitant le travail, par la modification du mode de travail, par la simplification des liaisons. Explication du sens des liaisons dans les maçonneries. Les normes DIN 1053 préconisent un système de liaisons qui n'est pas économique. « Querelle » des liaisons dans les maçonneries depuis 1936. Résultats de cette discussion. Divers types théoriques de liaisons. E. 18847.

CUDU 693.2 : 621 : 389.6.

112-54. Liaisons économiques des maçonneries et leur influence sur la résistance des ouvrages. II (Wirtschaftliche Mauerwerksverbände und ihr Einfluss auf die Mauerwerksfestigkeit. II). STAUFENBIEL (D. G.); Ziegelindustrie, All. (1^{er} fév. 1952), n° 3, p. 75-80, 17 fig., 17 réf. bibl. — Règles à observer par le maçon. Règle relative au recouvrement des joints. Domaine d'application des règles proposées. Considérations sur la liaison réalisée par quarts; historique de l'emploi des quarts de briques. Diminution de la résistance du mur du fait du recouvrement des joints. Résultats d'essais. Considération sur la révision des normes DIN 1053. E. 19046.

CUDU 693.1 : 691.421 : 389.64.

Deb mo Enduits. Revêtements.

113-54. Les enduits projetés. VACHER (G.); Bâtir, Fr. (déc. 1951), n° 18, p. 8-12, 7 fig. — Études des projections d'enduits par action pneumatique. Description et fonctionnement des appareils. Technique d'application. Avantages et inconvénients du procédé du point de vue économique et du point de vue de l'esthétique; danger de fissuration. Applications diverses. E. 19130.

CUDU 693.625 : 621.9.621.54.

114-54. Un nouveau produit de protection « l'Emultar ». Construire, Maroc (1^{er} fév. 1952), n° 603, p. 73-75. — Description du produit « Emultar », émulsion pâteuse de goudron dans l'eau. Composantes et caractéristiques techniques. Propriétés physiques et chimiques. Possibilités d'utilisation. Essais divers de laboratoires. Références aux États-Unis. E. 19093.

CUDU 693.625 : 691.161 : 691.57.

115-54. Détioration d'un dallage en béton (Skader på gardbelægning af beton). *Beton Tek.*, Danm. (déc. 1951), no 4, p. 145-147, 3 fig. (résumé anglais). — Le dallage en béton d'un garage avait subi par endroits un affaissement important et un écaillement de la surface, d'autre part des trous d'une profondeur de 3 à 5 cm étaient dus au gel de pierres calcaires poreuses. Ce béton à 225 kg de ciment par m³ avait été mis en place à 0°C et damé à la main. Il eût été préférable d'utiliser un béton à 250 kg de ciment par m³ avec application de vibrations. Méthode adoptée pour la réparation du dallage. E. 18920.

CDU 693.625 : 691.328 : 620.192.422.

Deb ne Béton armé.

116-54. Comment obtenir davantage par dollar de béton (Getting more for our concrete dollar). MORRIS (I. E.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (déc. 1951), vol. 23, no 4, 2^e partie, p. 396.1-396.3, 5 fig. — Revenant sur l'article précédemment publié, sous le même titre, l'auteur ajoute quelques résultats d'essais obtenus depuis lors. Ces résultats concernent la résistance des dalles en arc. Méthode d'essai, appareils utilisés pour les expériences faites sur un modèle réduit de 0,75 m afin d'en mesurer la déformation en fonction de la charge appliquée. E. 19154.

CDU 620.1 : 691.328 : 539.37.

117-54. L'enrobement des solives en acier laminé dans le béton (The encasement of rolled steel joists in concrete). JONES (G. A.); *Mag. Concr. Res.*, G.-B. (déc. 1951), no 8, p. 65-70, 8 fig. — Descriptions des essais effectués sur des spécimens de solives en acier laminé enrobées dans le béton. Comportement de ces spécimens. Contraintes développées dans l'acier et le béton. Répartition des fissures. Rupture des spécimens. Théorie permettant de pré-déterminer le comportement du spécimen avec précision. E. 18880.

CDU 691.328 : 691.71 : 539.37 : 693.55.

118-54. Principes de calcul du béton armé. VIII (Principles of reinforced concrete design. VIII). BRAY (Th. J.); *Indian Concr. J.*, Inde (15 déc. 1951), vol. 25, no 12, p. 267-268, 272, 3 fig. — Relation existante entre le moment fléchissant et l'armature. Diagrammes des moments fléchissants, variations. Application des règles générales. Cas des poutres irrégulièrement chargées. E. 18878.

CDU 693.55 : 518.5.

119-54. Conditions du travail des poutres de béton armé statiquement indéterminées par rapport à la répartition des armatures d'acier. II (fin) (Die Beanspruchung statisch unbestimmt Stahlbetonbalken in Abhängigkeit von der Verteilung der Stahleinlagen. II). JÄGER (K.); *E. österr. Ingr.-Architekten-Verein*, Autr. (3 fév. 1952), no 3-4, p. 26-31, 10 fig. — Hypothèse sur les moments permettant d'utiliser l'équation (21). Tensions de l'acier. Position du point de moment nul. Quantité d'acier nécessaire. Poutres encastrées aux deux extrémités : charge uniformément répartie ; charge concentrée au milieu de la travée. Poutres à deux travées. Conclusions. E. 19073.

CDU 690.237.22 : 693.55 : 518.5.

120-54. Essais sur les poutres en béton armé d'acier Queri (Versuche an Stahlbetonbalken mit Queri-Stahl-Bewehrung). SCHÜTTE (W.); ERNST (W.); *Beton-Stahlbetonbau*, Allem. (jan. 1952), no 1, p. 11-18, 23 fig., 8 réf. bibl. — Contraintes de l'acier et fissures. Répartition nécessaire des fissures. Acier Queri à nervures. Essais des poutres en flexion armées d'acières Queri. But de l'essai : acier utilisé ; béton employé ; conduite des essais, valeur des essais. Résultats : adhérence ; ancrage des extrémités ; tableau des fissures ; largeur des fissures. Conclusions. E. 18848.

CDU 691.328 : 691.71 : 539.37 : 620.1.

121-54. Tronçonneuse à grande puissance pour le coupe des barres d'armature (Heavy-duty bar-cropping machine). *Engineering*, G.-B. (8 fév. 1952), vol. 173, no 4489, p. 182, 1 fig. — La nouvelle machine présentée par les Établissements Edwards de Londres peut couper en une seule opération des barres d'armature d'un diamètre atteignant 163 mm. Elle est actionnée par un moteur électrique qui est monté sur le bâti et tourne à la vitesse de 1 500 t/mn ; le dispositif comporte un velâant et applique à la barre 40 coups à la minute. Poids total : 2283 kg. E. 19162.

CDU 691.328 : 691.71.

122-54. Influence de la qualité du mortier et du béton sur la corrosion de l'armature (Influence of the quality of mortar and concrete upon corrosion of reinforcement). STEUERMAN (S.); FRIEDLAND (R.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (déc. 1951), vol. 23, no 4, 2^e partie, p. 396.1-396.3, 5 fig. — Revenant sur l'article précédent, sous le même titre, l'auteur ajoute quelques résultats d'essais obtenus depuis lors. Ces résultats concernent la résistance des dalles en arc. Méthode d'essai, appareils utilisés pour les expériences faites sur un modèle réduit de 0,75 m afin d'en mesurer la déformation en fonction de la charge appliquée. E. 19154.

CDU 691.328 : 691.71 : 620.19 : 699.8.

Deb ni Béton précontraint.

123-54. Nouvelle méthode de calcul du béton précontraint (Nuevo metodo de calculo del hormigon pretensado). TORROJA (E.), PAEZ (A.); Ed. : Instituto Tecnico de la Construcción y del Cemento, Madrid, Esp. (avr. 1951), 1 vol., 294 p., 159 fig., 2 fig. h. t., 39 réf. bibl. (résumé français et anglais). — Voir analyse détaillée B-598 au chap. III « Bibliographie ». — E. 18828.

CDU 691.328.2 : 518.5 (02).

124-54. La reconstruction en béton précontraint des ponts sur la Marne à Annet, Trilbardon, Esbly, Ussy et Changis-Saint-Jean. CHAUDESAIGUES (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (jan. 1952), no 228 (Béton précontraint, no 14), 38 p., nombr. fig. (résumé anglais). — Description, calcul et montage des cinq ponts en béton précontraint sur la Marne échelonnés sur une distance de 50 km et constitués d'éléments de 2,045 m de longueur qui ont été fabriqués dans une usine centrale à Esbly et transportés à pied d'œuvre par voie d'eau après avoir été assemblés pour former des poutres élémentaires. Les cinq ponts se présentent sous forme de poutres à bêquilles qui prennent appui sur les culées par l'intermédiaire d'une articulation Freyssinet, sous lesquelles sont placés des dispositifs de réglage de la distance entre articulations. Le tablier est précontraint dans trois directions. Description détaillée, calcul de l'ouvrage, constitution des culées, fabrication des voussoirs, assemblage, transport des éléments d'arc, mise en place, réglage, épreuve des ouvrages. E. 18999.

CDU 624.27 : 693.57.

125-54. L'évolution de la précontrainte du béton armé au cours de la reconstruction des ouvrages d'art du Nord et du Pas-de-Calais. VIII. DUMAS (F.); *Travaux*, Fr. (fév. 1952), no 208, p. 47-56, 24 fig. — Description du pont de l'hippodrome à Lille en poutres de 64,2 à 68,1 m de longueur. Principes du calcul de l'ouvrage. E. 18972.

CDU 624.27 : 693.57.

126-54. Trois ponts récents en béton précontraint. CAPEL (J.); *Travaux*, Fr. (fév. 1952), no 208, p. 65-73, 28 fig. — Description de trois ponts en béton précontraint construits en Belgique : pont de Baudour de 44 m de portée, pont de Vive-Saint-Éloi de 38 m. de portée, passerelle de Tertre de 58,5 m. de portée. E. 18972.

CDU 624.27 : 693.57.

127-54. Facteurs qui interviennent dans le calcul des poutres à lame pleine précontraintes

(Factors in prestressed girder design). ZOLLMAN (Ch. C.); FORNEROD (M.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (déc. 1951), vol. 23, no 4, 2^e partie, p. 480.1-480.7, 2 fig. — Reconnaissant l'intérêt présenté par l'article de M. FORNEROD, paru sous le même titre, Ch. C. ZOLLMAN tient à préciser l'importance des plaques d'ancrage des fils ou câbles de précontrainte ; il fait remarquer que le calcul de ces plaques n'est pas particulier au système Magnel-Blaton, mais est nécessaire pour tous les systèmes de précontrainte. Précontrainte transversale. Réponse de l'auteur. E. 19154.

CDU 690.237.22 : 693.57 : 518.5.

128-54. Les ponts en béton précontraint sont moins coûteux ? (Are prestressed bridges cheaper ?) LIBBY (J. R.); MITCHELL (S.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (déc. 1951), vol. 23, no 4, 2^e partie, p. 772.1-772.2. — J. R. LIBBY relève quelques anomalies dans l'article de S. MITCHELL, concernant la quantité d'acier à haute résistance à la traction, utilisé pour la précontrainte du pont sur l'Arroyo Seco. Mais il reconnaît que le matériel nécessaire pour la construction des ponts en béton précontraint n'est pas coûteux, et facilement utilisable. Réponse de l'auteur. E. 19154.

CDU 624.27 : 693.57 : 690.031.

129-54. Les poutres en béton précontraint utilisées dans la construction permettent de réaliser des économies d'acier (Prestressed building girders save steel). *Engng News-Rec.*, U. S. A. (3 jan. 1952), vol. 148, no 1, p. 28, 4 fig. — Des poutres de 18,3 m de long en béton précontraint ont été utilisées pour la construction d'un bâtiment de 18,3 × 73,2 m. Ces poutres en I ont une hauteur de 1 m. Les ailes supérieures ont une largeur de 0,75 m et une épaisseur de 0,15 m ; les ailes inférieures 0,3 m de large et 0,2 m d'épaisseur. Chaque poutre pèse environ 12 t. Les câbles de précontrainte sont constitués par des fils d'acier de 6,35 mm de diamètre. E. 18957.

CDU 690.237.22 : 693.57.

130-54. Réservoirs en béton précontraint à Hartlepool (Prestressed concrete tanks at Hartlepool). *Concr. Constr. Engng.*, G.-B. (déc. 1951), vol. 46, no 12, p. 365-370, 8 fig. — Deux de ces réservoirs ont une capacité de 9 086 000 litres. Ce sont les premiers réservoirs en béton précontraint construits en Grande-Bretagne. Pour leur construction, utilisation du système Magnel-Blaton. Les câbles utilisés pour la précontrainte verticale sont logés à mi-épaisseur des parois, ils sont composés de 16 fils de 5 mm ; ils ont été mis en place avant application du béton. Détails de construction et procédé utilisé pour l'application de la précontrainte. E. 18467.

CDU 621.642 : 693.57.

131-54. Construction de réservoirs en béton précontraint. I (The construction of tanks in prestressed concrete. I). *Civ. Engng.*, G.-B. (jan. 1952), vol. 47, no 547, p. 59-61, 8 fig. — Deux de ces réservoirs, construits suivant le procédé Magnel-Blaton, ont chacun une capacité de 181 840 m³. Ils sont utilisés pour la production de magnésie en partant de l'eau de mer. Description du processus de fabrication. Détails de construction des réservoirs. Contrainte appliquée aux câbles verticaux. E. 18825

CDU 621.642 : 693.57.

132-54. Réservoir cylindrique en béton précontraint (A cylindrical prestressed concrete tank). *Concr. Constr. Engng.*, G.-B. (jan. 1952), vol. 47, no 1, p. 19-23, 4 fig. — Le réservoir d'une capacité de 1 135 000 litres, a 15,10 m de diamètre et 6,4 m de haut. On a d'abord construit la dalle inférieure en béton ordinaire d'une épaisseur de 7,6 cm, sur laquelle on a appliqué une épaisseur de 5 cm de mortier renforcé par une armature en acier, comportant des barres qui se prolongent verticalement pour former l'armature des parois. Un mortier appliquée pneumatiquement constitue ces parois verticales sur lesquelles sont enroulés les fils d'acier de précontrainte. E. 18824.

CDU 621.642 : 693.57.

133-54. Fosse pour égouts, en béton précontraint (A prestressed concrete sewage pit). *Concr. Constr. Engng.*, G.-B. (jan. 1952), vol. 47, n° 1, p. 34-35, 1 fig. — Cette fosse est destinée au pompage dans une installation d'égouts. Elle a une profondeur de 4,9 m et une section de $6,7 \times 7$ m. Elle comprend deux chambres dont l'une est constamment sèche et qui contient la pompe, l'autre chambre joue le rôle de réservoir. Les parois sont constituées par des dalles de 19 cm d'épaisseur qui ont été coulées à plat et précontraintes avant mise en place. E. 18824. CUDU 628.3 : 693.57.

134-54. Construction d'une route en béton précontraint à Crawley New Town (Construction of a prestressed concrete road at Crawley New Town). MCINTOSH (A. J. W.), MERCER (J.); *Proc. Instn. civ. Engrs.*, G.-B. (fév. 1952), vol. 1, n° 1 (2^e partie), p. 220-234, 5 fig., 5 fig. h. t., 2 réf. bibl. — La route décrite est constituée par une dalle en béton précontraint de 123,2 m de long, construite en 1949. Elle a été étudiée de façon qu'une précontrainte résiduelle de 7 kg/cm² subsiste dans le béton dans tous les cas. Comparaison avec les spécifications normalement utilisées pour les routes en béton. Les câbles employés sont du type Freyssinet. Détails de construction de la route. Mesures effectuées par le Laboratoire de Recherches pour la Route. Prix de revient. E. 19087. CUDU 625.84 : 693.57.

135-54. Pont-portique en béton armé précontraint sur le canal navigable Berlin-Spandau (Vorgespannte Stahlbeton-Rahmenbrücke über den Berlin-Spandauer Schiffahrtskanal). V. D. I., All. (21 jan. 1952), vol. 94, n° 3, p. 73, 1 réf. bibl. — Remplacement d'un pont en arc en acier détruit pendant la guerre à Berlin-Moabit. Le nouveau pont est construit comme un portique à deux membrures, précontraint dans le sens longitudinal et le sens transversal. Données caractéristiques du pont. Supports pendulaires. Constitution des piliers. Réalisation de la résistance à la torsion des extrémités du pont. Platelage précontraint dans les deux sens. E. 18951. CUDU 624.27 : 693.57.

136-54. Nouveau type de tube préfabriqué précontraint (Nuovo tipo di tubo prefabbricato precompresso). FAILLA (I.); *Industr. Ital. Cemento*, Ital. (déc. 1951), n° 12, p. 285-288, 4 fig., 2 réf. bibl. — Description d'un procédé breveté pour la construction en éléments préfabriqués, de tubes destinés à subir des pressions élevées. Tube monté sur place avec des éléments de faibles dimensions convenablement imbriqués. Précontrainte obtenue par l'action d'une armature constituée par un filet tubulaire extérieur. Exemple pratique de conduite forcée construite suivant le procédé décrit. Simplicité et économie de la fabrication. E. 18789. CUDU 628.15 : 693.57.

137-54. La continuité des constructions en béton précontraint. I (Continuity of prestressed concrete structures). HARRIS (A. J.); *Highw. Bridges Engng Works*, G.-B. (16 jan. 1952), vol. 18, n° 915, p. 5. — Les difficultés théoriques rencontrées dans les constructions continues en béton précontraint résultent du fait que la contrainte ne peut être appliquée sans qu'il en résulte des efforts à l'intérieur de l'ossature. Répercussion pratique de cette constatation théorique. Moyens pratiques adoptés. Exemples pris sur des constructions réalisées. E. 18826. CUDU 691.328.2 : 518.5.

Dec CHARPENTE, MENUISERIE, SERRURERIE

Dec j Travail du bois.

138-54. Considérations fondamentales sur l'étude des constructions clouées. I (Fundamental considerations in the design of nailed structures. I). STERN (E. G.); *Civ. Engng.*, G.-B. (jan. 1952), vol. 47, n° 547, p. 62-63, 2 fig.,

6 réf. bibl. — Résultats d'expériences effectuées sur des assemblages de pièces en bois clouées; résistance à l'arrachement, capacité portante latérale, charge admissible, etc. Influence du type de construction et de la résistance des bois utilisés. E. 18825. CUDU 694 : 621.886 : 620.1.

l'on engage dans des lames d'accrochage disposées sur le voligeage. Extrait de la décision de la Commission d'Agrément du M. R. U. E. 19003. CUDU 690.241 : 691.77.

Ded 1 Étanchéité des constructions.

144-54. Étanchement après coup de caves envahies par les eaux souterraines (Nachträgliche Abdichtung von Kellerräumen gegen Grundwasser). LUF SKY (K.); *Planen-Bauen*, All. (jan. 1952), n° 2, p. 40-46, 15 fig., 12 réf. bibl. — La montée des eaux souterraines à Berlin, conséquence de la guerre, a provoqué l'inondation des caves. Divers procédés pour assurer l'étanchéité des murs de caves. Enduits étanches; revêtements bitumineux superficiels. Cuves intérieures résistant à la poussée des eaux. Bases du calcul des fuites. Cuves intérieures à radier lourd; cuves intérieures ancrées dans les murs. E. 19211. CUDU 643.8 : 699.82.

Def PRÉFABRICATION

145-54. Maisons préfabriquées (Fertighäuser). KISTENMACHER (G.); Ed. : Ernst Wasmuth, Tübingen, All. (1950), 1 vol., 184 p., 288 fig. — Voir analyse détaillée B-597 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19218. CUDU 693.057.1 : 728 (02).

Dib PLOMBERIE SANITAIRE

146-54. Les canalisations d'eaux usées et d'évacuation de résidus situées au-dessus du sol (Soil and waste pipes above ground). BRIT. STAND. CODE PRACT., G.-B. (1951), n° (B) 1056, Code 304, 45 p., 16 fig. — Étude et installation des dispositifs sanitaires, des canalisations d'évacuation, et de ventilation dans les parties où ils se trouvent au-dessus du sol, tant à l'intérieur qu'à l'extérieur des bâtiments. Matériaux, appareils utilisés. Water closets, tuyauteries d'évier et de lavabos, baignoires, etc. Branchements, siphons, regards. Travail en atelier et sur le chantier. Essais et entretien. E. 19090. CUDU 696.122 : 621.6 : 697.9.

147-54. Problèmes de l'équipement sanitaire. PINGUSSON (G. H.); *Tech. Archit.*, Fr., 11^e série, n° 1-2, p. 41-43, 6 fig. — Étude critique des anomalies de l'équipement sanitaire : anomalie économique du prix de la salle de bains, anomalie fonctionnelle des appareils (absence d'eau mitigée, vidange trop lente, engorgements, fuites, bruits, etc.), anomalie technique et constructive, anomalie esthétique, anomalie sanitaire. Propositions pratiques. E. 18968. CUDU 696.14 : 643.52.

148-54. Les appareils sanitaires. LOOZE (H. de); *Tech. Archit.*, Fr., 11^e série, n° 1-2, p. 50-72, nombr. fig. — Présentation des principaux types d'appareils français et étrangers existant sur le marché en ce qui concerne les baignoires, douches, ensembles préfabriqués, W. C., bidets et divers, évier, vide-ordures, épuration et traitement des eaux, lavage du linge et de la vaisselle, séchage, robinets, accessoires. E. 18968. CUDU 696.14 : 643.52 : 693.057.1.

149-54. Ensembles sanitaires préfabriqués. SAVELLOFF (N.); *Tech. Archit.*, Fr., 11^e série, n° 1-2, p. 73-79, 22 fig. — Description illustrée d'ensembles sanitaires préfabriqués des types Bloco, P. A. R. I. S., Secip, I. S. P., Sanibloc, etc... E. 18968. CUDU 696.14 : 643.52 : 693.057.1.

Dic CLIMATISATION

150-54. Résumé des progrès effectués en matière de conditionnement d'air en toute saison, par le gaz (Summary of progress made with gas all-year air conditioning). FRIEND (W. F.).

Ded TRAVAUX D'ACHÈVEMENT

Ded j Couverture.

143-54. La toiture « Couvral ». ROUAUD-PERISSE (R.); *Rev. Alumin.*, Fr. (déc. 1951), n° 183, p. 454-458, 19 fig. (résumés anglais et espagnol). — Description et mode de pose de la toiture « Couvral » qui utilise des bandes de grande longueur en tôle aluminium-manganèse portant des cannelures en queue d'aronde que

Heat. Ventil., U. S. A. (jan. 1952), vol. 49, n° 1, p. 87-90, 2 fig. — L'emploi des systèmes qui assurent le conditionnement d'air en toute saison par le gaz, se répand de plus en plus en Amérique, tant pour les habitations privées que pour les locaux commerciaux de faible importance. Résultats numériques concernant l'emploi de ce système de conditionnement d'air. Prix d'établissement, prix de revient, consommation, avantages, comparaison avec les systèmes électriques. E. 19110. CUDU 697.974.

151-54. Le chauffage des hangars d'aviation (Heating airplane Hangars). REYNOLDS (T. W.); **Heat. Ventil.**, U. S. A. (jan. 1952), vol. 49, n° 1, p. 74-76, 1 fig. — Pour le chauffage des hangars d'aviation, des systèmes combinés de chauffage par rayonnement et de chauffage à l'air chaud ont été utilisés. Expériences concernant l'emploi individuel de ces deux systèmes. Le problème du chauffage des hangars d'aviation est très particulier en raison du grand volume d'air qu'ils contiennent. Avantages et inconvénients des différentes solutions. E. 19110.

CUDU 697.124 : 629.139.2 : 725.39.

152-54. Raisons du chauffage central du sol en plein air et dans les serres. Résultats de son emploi pratique (Warum zentrale Bodenheizung im Freiland und im Gewächshaus? Und wie erfolgt ihre praktische Anwendung?). ZIMMERMANN (W.); **Schweiz. Bl. Heiz. Lüft.**, Suisse (1951), n° 2, p. 37-48, 14 fig. — Demande accrue des fruits et des légumes. Production en rapport avec les conditions climatiques. Le chauffage artificiel du sol favorise la production. Modes de chauffage utilisés : eau chaude, vapeur à haute, basse et moyenne pression. Réalisation du chauffage, exemples numériques. Résultats d'essais récents et économie du chauffage du sol. Chauffage par eaux chaudes usées sans dépense de combustible. E. 19189.

CUDU 697.325 : 63.

153-54. Le chauffage par rayonnement considéré comme un problème de source de chaleur (Die Strahlungsheizung als Wärmequellenproblem). LÜCK (G.); **Allg. Wärmetech.**, All. (1951), n° 10, p. 211-218, 8 fig., 5 réf. bibl.

Définition du problème des sources de chaleur. Solution du problème : établissement des conditions aux limites. Détermination de la différence de la température de rayonnement par rapport à la température de la salle. Détermination des constantes d'intégration. Calcul sur un exemple numérique. Conclusion. E. 19109.

CUDU 697.353.

154-54. Planchers en bois dur chauffés par rayonnement avec serpentins entre le sous-plancher et le plancher proprement dit (Radiant heated hardwood floors with coil between subfloor and finish floor). MATHEWSON (J. S.); **Heat. Ventil.**, U. S. A. (jan. 1952), vol. 49, n° 1, p. 72-73, 2 fig. — Résultats d'essais effectués sur un plancher en chêne, disposé sur un sous-plancher également en bois. Les tuyauteries chauffantes étaient installées entre les deux. Il y circulait de l'eau chaude fournie par un chauffe-eau électrique à l'aide d'une pompe de 31,75 mm. Procédés de mesure utilisés. E. 19110. CUDU 697.353 : 690.25.

155-54. L'isolation thermique des locaux. Les parois des habitations et les déperditions calorifiques. LE TÊTU; Chaud-Froid, Fr. (jan. 1952), n° 61, p. 21, 23, 1 fig. — Recherche de l'économie de combustible et protection de l'intérieur de l'habitation contre le rayonnement solaire. Coefficients thermiques. Détermination des flux de chaleur traversant une paroi de bâtiment en régime continu. Murs simples, murs composés. E. 18881.

CUDU 699.86 : 728.

156-54. L'isolation thermique. III (Heat insulation. III). BLAKELEY (J. D.); **Steam Engr.**, G.-B. (fév. 1952), vol. 21, n° 245, p. 191-194, 6 fig., 4 réf. bibl. — Épaisseur économique à donner à une couche isolante en fonction du prix du matériau isolant, de la quantité de

chaleur récupérée et du prix de revient unitaire de cette chaleur. Normes britanniques pour l'isolation thermique. Chute de température due aux pertes calorifiques. Tableaux des épaisseurs des fibres de verre isolantes. E. 19108.

CUDU 699.87 : 697.13.

157-54. Nouvelles méthodes de calcul des déperditions thermiques. KAMM (H.); **Schweiz. Bl. Heiz. Lüft.**, Suisse (1951), n° 4, p. 81-97, 6 fig., 25 réf. bibl. (article en français). — Exposé succinct des méthodes françaises de 1949, des méthodes de Rietzschel et des méthodes suisses utilisées jusqu'à ce jour. Base de la nouvelle méthode suisse de calcul : la maisonnette d'essai. Le régime discontinu. Déperdition calorifique par les fenêtres. Petite contribution au débat sur le projet de méthodes nouvelles de calcul des déperditions thermiques. E. 19191.

CUDU 699.86 : 536.2.

Dic 1

Chauffage.

158-54. Étude, calcul et exécution des préchauffeurs à mélange (générateurs d'eau chaude) pour installations de chauffage à l'eau chaude à haute pression (Planung, Berechnung und Ausführung von Mischvorwärmern (Heisswasserzeuger) für Hochdruck-Heisswasserheizungsanlagen). ZIMMERMANN (W.); **Schweiz. Bl. Heiz. Lüft.**, Suisse (1951), n° 3, p. 69-76, 11 fig., 7 réf. bibl. — Deux modes de chauffage : direct, par chaudière à eau chaude; indirect, par chaudière à vapeur et transformateur (préchauffeur à mélange), permettant une faible pression dans l'installation. Calcul des parois et des fonds des réservoirs de transformation en cascade. Calcul des préchauffeurs à mélange. Données pour déterminer les dimensions de ces préchauffeurs d'après des résultats pratiques. E. 19190.

CUDU 697.4.

159-54. Le chauffage de la Maison de l'O. N. U. à Paris. Plafonds chauffants et air pulsé. Bâtir, Fr. (déc. 1951), n° 18, p. 32-34, 4 fig. — Données générales sur le chauffage de la Maison de l'O. N. U. Réalisation d'un plafond chauffant en panneaux de tôle d'aluminium fixés à des tubes chauffants. Chauffage à air pulsé pour les grandes salles et les halls. E. 19130.

CUDU 697.5 : 697.124 : 690.254.

160-54. Installation électrique à accumulation pour le chauffage des bâtiments (Electric thermal storage plant for space heating). Engineer, G.-B. (8 fév. 1952), vol. 193, n° 5011, p. 212-213, 1 fig. — Les caractéristiques thermiques des bâtiments à chauffer sont les suivantes : 504 000 000 de calories par heure pour une température intérieure de 18,5° C avec une température extérieure de 0° C. L'installation comporte un appareil de chauffage de l'eau d'une puissance de 800 kW. L'eau est accumulée à la température de 110° C dans des réservoirs d'une capacité de 145 375 litres. Description. Fonctionnement. E. 19163.

CUDU 693.27.

161-54. L'ensemble nucléaire au service du chauffage. Equip. tech., Fr. (déc. 1951), n° 48, p. 43, 45, 47, 6 fig., 1 réf. bibl. — Masse et énergie. Fission et formation. Les isotopes, un mot sur l'atome et ses constituants. La bombe A. La pile pacifique. La chaufferie anglaise à l'uranium. E. 19105.

CUDU 697.

162-54. Le chauffage atomique (Atomische verwarming). Monit. Installat. Chauff. central, Belg. (fév. 1952), n° 2, p. 19, 21, 1 fig. (texte en français et en flamand). — (Traduction par l'Union belge des Installateurs en Chauffage central, Ventilation et Tuyauterie industrielles (U. B. I. C.), de l'article du Times du 19 nov. 1951). — Installation du chauffage atomique réalisé à l'Établissement des Recherches atomiques à Harwell (Angleterre). Immeuble de 80 locaux chauffés par la grande pile atomique « BEPO ». Circulation d'eau chaude par échangeurs. E. 19146.

CUDU 697-124.

163-54. L'eau chaude. Production et distribution. BOURCIER (L.); Tech. Archit., Fr., 11^e série, n° 1-2, p. 86-88, 6 fig. — Étude des chauffe-bain, chauffe-eau instantanés, accumulateurs, réservoirs à réchauffeurs, barbotines, mélangeurs, comptage et distribution, groupes automatiques, combinaisons chauffage-eau chaude, accumulateurs mixtes. E. 18968.

CUDU 697.6.

164-54. Choix du type et des caractéristiques générales de l'installation de chauffage la mieux adaptée au climat et au programme suivant la constitution du bâtiment. DUPUY (R.); Ann. I. T. B. T. P., Fr. (jan. 1952), n° 232 (Équipement technique, n° 20), 13 p., 7 fig. (résumé anglais). — (Cyclé du chauffage 8-9-10 mai 1951.) L'équipement thermique doit réagir contre les variations extérieures de température. Notions de réaction et de sensibilité. Comparaison des divers types d'équipements thermiques et solutions spéciales à certains cas. Une surpuissance est souvent nécessaire; le coût d'installation est augmenté, mais on réalise une économie d'exploitation. Un optimum du facteur de surpuissance peut être déterminé. Enfin, dans un bâtiment, la variété des programmes et des orientations peut imposer à un chauffage centralisé des modalités d'agencement et même de conception. Discussion. E. 18999.

CUDU 697.

Dic m

Réfrigération.

165-54. Réfrigération d'un bâtiment à usage de bureaux par panneaux de plafond (Ceiling panels cool office building). Engng News-Rec., U. S. A. (17 jan. 1952), vol. 148, n° 3, p. 40, 43-44, 5 fig. — Un bâtiment de 11 étages, de 42,7 × 47,3 m a été équipé avec des plafonds composés de panneaux comportant des tuyaux de cuivre dans lesquels circule de l'eau froide, pour combattre la chaleur dégagée par les appareils d'éclairage à tubes fluorescents. Utilisation de tubes de cuivre de 12,7 mm de diamètre espacés de 0,15 m d'axe en axe. Description. Détails de construction. E. 19158.

CUDU 621.5 : 725.23.

166-54. Réfrigération par absorption appliquée au conditionnement d'air (Absorption refrigeration applied to air-conditioning). Instru. Heat. Engr., G.-B. (jan. 1952), vol. 14, n° 75, p. 8-13, 11 fig. — Les studios de télévision de la B. B. C. ont été équipés d'un système de réfrigération établi sur le principe de l'absorption appliquée au conditionnement d'air. L'installation comporte une station de réfrigération utilisant l'eau comme réfrigérant et le bromure de lithium comme absorbant avec un évaporateur, un absorbeur, un échangeur de chaleur, un générateur et un condenseur. Description. Fonctionnement. E. 19116.

CUDU 621.5 : 621.397.

167-54. Le froid artificiel dans le bâtiment. I. DAVAL (R.); Bâtir, Fr. (déc. 1951), n° 18, p. 28-31, 8 fig. — Rappel de l'évolution progressive de l'utilisation du froid et des moyens de le produire. Conservation des denrées périssables par armoire refroidie par glace hydrique ou glace carbonique, par armoire contenant un groupe compresseur, par armoire à absorption. E. 19130.

CUDU 621.56.

168-54. Magasins pour la conservation des fruits à l'acide carbonique, au Danemark (Kulsyre-frugtlager i Danmark). NIELSEN (H. K.); Beton Tek., Danm. (déc. 1951), n° 4, p. 131-144, 12 fig. (résumé anglais). — Dans cette installation, l'acide carbonique utilisé pour conserver les fruits, est développé par les fruits eux-mêmes. Les conditions nécessaires pour une bonne conservation sont : un refroidissement rapide des fruits, le maintien d'une température convenant aux fruits entreposés; un degré d'humidité suffisant; un réglage efficace de la teneur en acide carbonique et oxyde de carbone et l'évacuation des gaz nocifs.

3

(éthylène, etc.). Dimension des chambres de conservation, parois, planchers et plafonds, étanchéité des chambres, dispositifs de réglage de la teneur en acide carbonique et oxyde de carbone. E. 18920. C.D.U. 621.5.

Dic n° Ventilation. Séchage.

169-54. Principes de la ventilation par jet isothermique (Isothermal ventilation-jet fundamental). NOTTAGE (H. B.); SLABY (J. G.), GOJSZA (W. P.); *Heat. Pip. Air Condition.*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 24, n° 1, p. 165-176, 25 fig. — Résultats obtenus avec des systèmes de ventilation par jets horizontaux débouchant dans une grande enceinte fermée. La vitesse du jet à la sortie a une grande influence sur la variation de vitesse du jet en fonction de la distance à l'orifice de sortie. Les limites du jet sont facilement déterminées par expérience et sont utiles pour l'analyse du système. La vitesse totale du débit instantané n'est pas constante. Méthode d'essai. Équipement utilisé. E. 19117. C.D.U. 697.9.

170-54. Le conditionnement d'air en été et en hiver (Air conditioning in summer and winter). HOLMES (R. E.); Ed. : McGraw-Hill Book Company, Inc., Londres, G.-B. (1951), 2^e édit., 1 vol., XIV + 325 p., 186 fig., 1 fig. h. t. — Voir analyse détaillée B-591 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19030. C.D.U. 697.9 (02).

171-54. Le séchage de l'air par les adsorbants solides granulés (Air drying by solid granular adsorbents). RATEMELL (B. L.); BATEMAN (P. J.); *J. Instn Heat. Ventil. Engrs.*, G.-B. (fév. 1952), vol. 19, n° 198, p. 471-523, 25 fig., 8 réf. bibl. — Définition du principe d'adsorption dont le mécanisme physique n'est pas encore actuellement bien connu. Utilisation du procédé en laboratoire; extension au domaine pratique. Essais effectués dans le but d'obtenir des renseignements sur le gel de silice et l'alumine activée suivant les dimensions des grains de ces produits, le degré d'humidité et la vitesse de l'air. Méthode de calcul établie d'après les résultats d'essais. Régénération des produits utilisés. Exemples. Discussion. E. 19118. C.D.U. 697.9 : 697.138.

172-54. La question du cube d'air dans l'industrie (Die Raumluftfrage in der Industrie). LISE (W.); *Gesundheits-Ingenieur*, All. (jan. 1952), n° 1-2, p. 7-15, 20 fig., 16 réf. bibl. — Influences de l'espace et des conditions d'occupation. Observations et renseignements numériques tirés des conditions d'exploitation. Températures et degrés d'humidité de divers ateliers : fabrique de chocolat; industrie textile. Climatisation dans les ateliers de papeterie; dans les laboratoires d'essais des ateliers de mécanique. Ventilation d'une fonderie; des fours de verrerie. Installations d'évacuation des poussières et des gaz nocifs. Remarques finales. E. 18998. C.D.U. 697.974 : 725.4.

173-54. Le conditionnement de l'air. Procédés et calculs utilisés en climatisation. JUDET DE LA COMBE (A.); Ed. : J.-B. Baillièvre et Fils, Paris (1952), 1 vol., 362 p., 161 fig. — Voir analyse détaillée B-586 au chap. III « Bibliographie ». E. 19167. C.D.U. 697.9 (02).

174-54. La ventilation des locaux sanitaires. DELL'ORO (J.); *Tech., Archit.*, Fr., 11^e série, n° 1-2, p. 80-83, 15 fig. — Nécessité et conception de la ventilation. Ventilation naturelle, introduction de l'air pur et évacuation de l'air vicié. Ventilation mécanique. E. 18968. C.D.U. 643.4 : 697.9.

175-54. La pratique des installations de ventilation et leurs applications domestiques et industrielles. Le conditionnement de l'air. CHASSEREAU (R.); PIUMATTI (E.); *Chaud-Froid*, Fr. (jan. 1952), n° 61, p. 11, 13, 15, 17, 2 fig. — Rappel de l'historique des études sur le conditionnement de l'air tant aux États-

Unis qu'en France. Influence des apports de chaleur, de l'humidité, de l'insolation, de la température des parois. Diagramme de l'air humide et abaque des températures effectives. E. 18881. C.D.U. 697.974.

176-54. Graphique pour le conditionnement d'air à toutes pressions (An all-pressure air conditioning chart). *Heat. Ventil.*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 49, n° 1, p. 77-84, 8 fig., 2 réf. bibl. — Le Bureau américain des Mines a établi un graphique psychrométrique valable pour toutes les pressions barométriques existant de 2 440 m au-dessous à 2 440 m au-dessus du niveau de la mer. Ce graphique est un compromis pratique entre les valeurs simples et les valeurs absolument précises. Emploi du graphique. Exemples. E. 19110. C.D.U. 697.974 : 518.5.

177-54. Conditionnement d'air des salles de conférences (Conference room air conditioning). KUREK (E. J.); *Heat. Ventil.*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 49, n° 1, p. 85-86, 2 fig. — Nécessité d'apporter la plus grande attention lors de l'étude du système de conditionnement d'air d'une salle de conférences, et de ne pas se contenter de solutions de fortune. Installation réalisée à l'Office du Logement à Chicago. Description. Fonctionnement. E. 19110. C.D.U. 697.974 : 727.1.

178-54. Le chauffage à l'air chaud (Die Luftheizung). STEPHAN (F.); *Planen-Bauen*, All. (jan. 1952), n° 2, p. 38-39, 1 fig. — Nécessité du chauffage et de la ventilation des locaux de séjour humain. Le chauffage par l'air chaud au siècle dernier; appoint d'oxygène et évacuation de l'acide carbonique par la ventilation. Construction des installations de chauffage à air chaud : calorifères, arrivée d'air frais, purification d'air, canalisations d'air. Utilisation du chauffage à l'air chaud : hôpitaux, bains, laboratoires, écoles, maisons d'habitation. E. 19211. C.D.U. 697.5.

Did ÉCLAIRAGE.

179-54. Les progrès de l'installation électrique. Colonnes montantes modernes. II. FRANCOIS (F.); *Bâitr.*, Fr. (déc. 1951), n° 18, p. 21-27, 8 fig. — Examen des solutions apportées par les constructeurs au support de conducteurs et à l'isolement, à la prise de dérivations, au raccordement avec l'alimentation, à l'espacement vertical des supports, à la dilatation, aux vibrations. Détermination électrique des colonnes et intensités admissibles. E. 19130. C.D.U. 696.6.

Did PROTECTION CONTRE LES DÉSORDRES ET ACCIDENTS

Did j Protection contre le bruit et les vibrations.

180-54. Acoustique architecturale. RAES (A. C.); Ed. : Eyrolles, Paris (1952), 1 vol., 193 p., 104 fig., 12 pl. h. t. — Voir analyse détaillée B-581 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19063. C.D.U. 534.84 : 728 : 392.3 (02).

181-54. La lutte contre le bruit dans les canalisations et appareils sanitaires. GRUZELLE (R.); *Tech., Archit.*, 11^e série, n° 1-2, p. 84-85, 8 fig. — Origine des bruits et moyens de les faire disparaître : bruits extérieurs et intérieurs, bruits dus à l'écoulement de l'eau, bruits causés par les coups de bâlier, bruits d'évacuation, bruits d'origine externe. E. 18968. C.D.U. 696.122 : 696.14 : 699.844.

182-54. Insonorisation des plafonds massifs (Schallschutz bei Massivdecken). BRANDT (H.); MEYER (A.); *Betonst.-Ztg.*, All. (fév. 1952), n° 2, p. 50-53, 6 fig. (résumé français et anglais).

— Tous les plafonds massifs, sont plus ou moins isolants aux sons et au bruit, mais d'une façon générale ils ne suffisent pas pour séparer des appartements. Les plafonds massifs à double plaque sont, au point de vue insonorisation, préférables en tous cas aux plafonds massifs à une plaque. Les aires reposent sur des paillasse-sous ou des dalles de 8 mm d'épaisseur minimum (fabriqués en fibres minérales ou organiques), ainsi que les planchers flottants en bois permettent d'obtenir une isolation suffisante au pas et au bruit s'ils sont appliqués comme il faut sur n'importe quel plafond massif. Dans le cas des plafonds massifs à double plaque et des plaques entières en béton armé, on parvient à arrêter suffisamment les bruits grâce à de simples revêtements à double plaque ou en matière souple. E. 19258. C.D.U. 690.254 : 690.25 : 699.844.

Dif 1 Protection contre l'incendie.

183-54. Contre l'incendie à l'usine. I. BESSON; *Hommes, Tech.*, Fr. (fév. 1952), n° 86, p. 13-18, 9 fig., 1 réf. bibl. — Stades de la combustion : distillation, inflammation, incandescence; facteurs de combustion : surface spécifique, danger de la distillation, volume total. Ignifugation. Prévention : fausse sécurité des extincteurs. Mesures concernant la construction : comparaison des constructions en bois, acier, béton armé, plâtre; cloisonnements coupe-feu. Mesures concernant les aménagements. Mesures concernant l'exploitation et le personnel. E. 19127. C.D.U. 699.81 : 725.4.

184-54. La résistance au feu des poutres et planchers en bois (The fire endurance of timber beams and floors). LAWSON (D. I.); WEBSTER (C. T.); ASHTON (L. A.); *Struct. Engr.*, G.-B. (fév. 1952), vol. 30, n° 2, p. 27-33, 14 fig., 2 réf. bibl. — D'après des essais effectués sur des poutres en bois de différentes variétés soumises à l'action du feu, sous diverses charges, on a pu établir une formule et des courbes indiquant la résistance au feu des poutres utilisées dans les charpentes et on a pu étendre ces renseignements à l'évaluation de la résistance au feu des planchers supportés par des poutres de ce genre. E. 19119. C.D.U. 699.81 : 694.1.

Dig 1 CANALISATIONS

185-54. Méthodes et machines modernes pour la fabrication des conduites en béton (Moderne maskiner og metoder for fremstilling af betonrør). JORGENSEN (F.); *Beton Tek.*, Damm. (déc. 1951), n° 4, p. 121-130, 11 fig. (résumé anglais). — Au Danemark on utilise principalement quatre méthodes pour la fabrication des conduites en béton : compactage mécanique, compactage mécanique combiné avec vibrations, vibrations, et vibrations combinées avec pression hydraulique. Avantages de chacune de ces méthodes, résultats obtenus. Description des machines utilisées. E. 18920. C.D.U. 621.6 : 693.54 : 621.929.

186-54. La « Super Inch », conduite sonnée de 864 mm de diamètre maximum et de 800 km de long pour le transport de gaz naturel (La « Super Inch », una tubería soldada de 864 mm de diámetro y de 800 km de longitud para la conducción de gas natural). *Inform. Construcc.*, Esp. (nov. 1951), n° 35, p. 1 : 588/1-7 : 588/1, 14 fig. (extrait de : « West. Constr. News » et « Engineering »). — Conduite de grand diamètre transportant le gaz naturel de l'Arizona à la baie de San Francisco. Fabrication des éléments de tubes en usine. Étranglement hydraulique en vue d'élever la limite élastique du matériel. Exécution de la tranchée. Pose des tubes soudés par deux ou trois éléments soudés le long de la tranchée en chapelets de 1 372 m placés en une seule fois dans la tranchée après avoir été recouverts d'asphalte et de feutre. E. 18600. C.D.U. 621.6 : 693.97.

187-54. Note sur le flambement des conduites frettées. LACROIX (J. L.); *Génie Civ.*, Fr. (1er fév. 1952), t. 129, no 3, p. 48-50, 1 fig. — Commentaires sur une note de DEWULF concernant la résistance au flambement des conduites frettées et exposé des deux points de vue extrêmes du frettage parfaitement souple et du frettage rigide. Nécessité de recherches expérimentales. E. 18925.

CDU 621.6 : 691.328 : 691.171 : 539.37.

188-54. Perte de charge dans les tuyaux cintrés (Der Druckverlust in gebogenen Rohrleitungen). WEBER (A. P.); *Schweiz. Bl. Heiz. Lüft.*, Suisse (1951), no 2, p. 49-53, 4 fig. — Considérations générales sur les tuyaux à double cintrage et sur les serpentins. Conditions de circulation des fluides dans ces tuyaux. Perte de charge dans les coudes, résultant du frottement sur les parois, des courants secondaires, etc. Établissement de la formule. Double coude. Application sur un exemple numérique. E. 18919. CDU 621.6 : 532.542.

189-54. Le calcul des conduites de distribution d'eau (Étude de synthèse). CAVENAGO; *Rev. Génie milit.*, Fr. (nov.-déc. 1951), t. 84, p. 487-524, 16 fig., 7 réf. bibl. — Synthèse des méthodes et des études parues sur le calcul des conduites de distribution d'eau, dont les trois parties examinent le calcul des conduites de renouvellement, le calcul des réseaux extérieurs de distribution et celui des canalisations d'eau chaude et froide à l'intérieur des immeubles. E. 19001. CDU 628.15 : 696.11 : 518.5.

190-54. Étude du comportement des composés au soufre pour joints (Performance studies on sulfur jointing compounds). SEYMOUR (R. B.), PASCOE (W.), ENEX (W. J.), LOEWER (A. C.), STEINER (R. H.), STOUT (R. D.); *J. Amer. Wat. Works Ass.*, U. S. A. (déc. 1951), vol. 43, no 12, p. 1001-1014, 12 fig., 24 réf. bibl. — Les produits utilisés pour confectionner ces sortes de joints contiennent généralement environ 58 à 59 % de soufre, 37 % de silice et de petites quantités de carbone, thiokol, etc. Altération de ces produits enterrés dans le sol par différents agents chimiques. Efforts auxquels ils sont soumis. Corrosion suivant les conditions d'utilisation. Essais pratiques. Propriétés physiques et chimiques des joints au soufre. E. 18913. CDU 621.643.4.

ENTREPRISES. ORGANISATION. MAIN-D'ŒUVRE

191-54. Nouveaux progrès réalisés en matière de construction dans la partie occidentale des États-Unis (New developments in the construction West). *West. Constr.*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 27, no 1, p. 70-77, 10 fig. — Revue des récents progrès réalisés dans la construction en ce qui concerne le béton (béton préfabriqué, béton précontraint, béton à agrégats mis en place, puis noyés dans une injection de mortier); l'asphalte et son emploi dans les cons-

tructions hydrauliques; les routes et le matériel utilisé pour leur construction; l'acier et ses applications, et enfin les matériaux utilisés d'une façon générale pour les travaux publics. E. 19125. CDU 690.022 : 691.

192-54. Influence de la conception des plans sur la productivité en matière de construction (The influence of design on building productivity). ELLIOTT (L. W.); *J. R. I. B. A.*, G.-B. (jan. 1952), vol. 59, no 3, p. 97-102, 7 fig.

— Résumé des conclusions tirées d'une visite d'architectes britanniques aux États-Unis; comment une étude de construction tenant compte des possibilités rationnelles d'emploi de la main-d'œuvre et de l'équipement mécanique peut influer sur la productivité et sur la rapidité d'exécution. Exemples. Discussion. E. 18917. CDU 690.022 : 331 : 621.7/8.

193-54. Répertoire des bibliothèques de France. Centres et services de documentation. Ed. : Bibliothèque Nationale, Paris (1951), 1 vol., 288 p. — Voir analyse détaillée B-584 au chap. III « Bibliographie ». E. 18995. CDU 025.4 : 727.8 (02).

DOD MATÉRIEL ET OUTILLAGE

194-54. La brouette (à moteur) : « Dodg'em-Car », permet des économies de temps et de main-d'œuvre (Dodg'em-Car barrow saves time and labour). MUCK Shifter, G.-B. (fév. 1952), vol. 10, no 2, p. 79, 80, 1 fig. — Ce petit véhicule à châssis tubulaire est équipé avec un moteur de 2,4 ch mono-cylindre à refroidissement par air. Il est monté sur deux roues munies de pneumatiques. Sa capacité est de 0,25 m³; il peut, en outre, transporter 545 kg de matériaux sur une plateforme amovible. Cette brouette à moteur convient particulièrement pour la mise en place du béton. E. 18948. CDU 621.9 : 691.328.

195-54. Les tracteurs à chenilles ou à pneus. MOREL (H.); *Tech. mod. Constr.*, Fr. (jan. 1952), t. 7, no 1, p. 9-15, 8 fig., 3 réf. bibl. — Étude des différents facteurs qui conditionnent le fonctionnement et l'efficacité des tracteurs : résistance au roulement, pentes et vitesses de marche, adhérence au sol, influence des changements de vitesse, de l'accélération et des freinages, puissance des engins, influence de la température et de l'altitude, pneumatiques, durée horaire d'utilisation, vitesse de transport, cubes de matériaux transportés. Formules de calcul du rendement des tracteurs; calcul d'un cycle. E. 19081. CDU 629.1.

196-54. L'air comprimé. LEFEVRE (J.); Ed. : J.-B. Bailliére et Fils, Paris (1951), t. 1, 1 vol., 640 p., 283 fig. — Voir analyse détaillée B-587 au chap. III « Bibliographie ». E. 18994. CDU 621.51 (02).

197-54. Appareils de chargement mécanique pour le chantier (Mechanische Lademittel für den Baubetrieb). RIEDIG (A.); *Bauwirtschaft*, All. (23 jan. 1952), no 3 : « Baumaschine-

Baugerät » (23 jan. 1952), no 1, p. 1-5, 23 fig. — Nature des matériaux soumis au chargement. Pelles mécaniques reproduisant le mouvement des pelles maniées par l'homme et montées sur rails ou sur chenilles. Pelles « Salzgitter » actionnées à l'air comprimé, comme les pelles « Westfalia ». Pelles « Eimco » commandées par moteurs Diesel ou électriques. Bennes preneuses. Grues pivotantes « Demag ». Grues de chargement. Elévateurs à courroies, etc. E. 18950. CDU 621.7/8.

198-54. Le « Loader », nouveau venu parmi les gros mangeurs de terre. CASSO; *Rev. Génie milit.*, Fr. (nov.-déc. 1951), t. 84, p. 479-486, 2 fig. — Description de l'appareil de terrassement « Loader » qui associe un scraper à socs scarificateurs et à lame relevante avec un chargeur à bande transporteuse. Caractéristiques de l'appareil. Conditions et limites d'emploi. Rendement. Prix de revient. E. 19001. CDU 621.879 : 624.13.

199-54. La manutention, sur le chantier, des matériaux nécessaires à la construction traditionnelle des habitations (The site handling of materials for traditional housebuilding). EDEN (J. F.), PIPPARD (N. S.); Tiré à part de : *Builder*, G.-B. (16 nov. 1951), vol. 181, no 5674, p. 686-691, 7 fig. — Prenant pour exemple la construction de maisons types actuellement construites en Grande-Bretagne, on indique les poids de matériaux utilisés par les différents corps de métier coopérant à la construction et les machines qu'il convient d'utiliser pour la manutention et la mise en place de ces matériaux. Choix fixé principalement sur différents types de grues mobiles. E. 18893. CDU 621.876 : 728.3.

200-54. La livraison du ciment en vrac en Suède (Distribution of cement in bulk in Sweden). WILKING (B.); *Constr. Rev.*, Austral. (nov. 1951), vol. 24, no 7, p. 23-26, 7 fig. (Tiré de : « Ingenioren », 1950, vol. 59, no 30).

— En raison de la pénurie de sacs en papier, la Suède a généralisé le système de transport et de distribution du ciment en vrac. Elle utilise des récipients ou containers métalliques et des trémies spécialement étudiées pour le remplissage de ces containers. Différents types de trémies utilisées. Résultats obtenus en pratique. Avantages du procédé. E. 18897. CDU 621.876 : 691.54.

201-54. Wagon-grue de 30 t de puissance pour la construction des ponts (Ein Brückenkranwagen von 30 t Tragfähigkeit). GRIESSEL (H.); *V. D. I.*, All. (11 fév. 1952), vol. 94, no 5, p. 134-135, 3 fig. — Grue de 30 t de puissance et de 29 m de bras, n'empêchant pas le trafic sur la voie voisine. Détail du wagon-grue : description, contrepoids normal et contrepoids additionnels. Étançonnage de la grue. Montage et démontage de la grue; position de travail et position de transport. Dispositifs de sécurité : protection des mouvements contre les intempéries, protection contre la surcharge des moteurs, arrêt instantané des mécanismes, etc. E. 19209. CDU 621.876 : 624.2/8.

F. — LES OUVRAGES

203-54. Les travaux publics en 1951. IV (fin) (Civil engineering in 1951. IV). *Engineer*, G.-B. (25 jan. 1952), vol. 193, no 5009, p. 128-132, 6 fig. — Système d'assainissement de Maple Lodge, du réservoir de Blithfield, des travaux de percement des tunnels et galeries de Woodhead, de la rivière Elizabeth, de la construction des centrales thermiques de Keadby et de Brighton, de celle de grands hangars métalliques et en béton précontraint, etc. E. 18958. CDU 624 : 628 : 725.39.

Fac ÉLÉMENS PORTEURS

Fac j Ossatures.
Piliers. Colonnes.

204-54. A quelles conditions doivent satisfaire les murs des constructions élevées ? (Welchen Anforderungen sollen die Wände im Hochbau genügen?). BROCKER (O.); *Bauwirtschaft*, All. (16 fév. 1952), no 7, p. 113-115.

CDU 625.7/8 : 624.2/8.

— Il ne faut pas que les épaisseurs des murs, répondant à une condition donnée, soient plus fortes qu'il n'est nécessaire pour satisfaire à une autre condition, à moins qu'il n'en résulte par ailleurs une économie. Toutes les conditions doivent être remplies, mais pas au-delà de ce que chacune réclame. Diverses catégories des conditions imposées aux murs. Protection contre l'humidité extérieure; passage de l'humidité intérieure à travers les murs; l'enduit; nouveaux modes de construction; aucun matériau ne peut répondre à toutes les conditions imposées. E. 19264. CUD 690.22 : 690.031.

205-54. Murs préfabriqués en béton du type sandwich (Precast sandwich-type concrete walls). *Constr. Methods*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 34, no 1, p. 60-64, 15 fig. — Utilisation, pour la construction rapide et économique de mille habitations à Great Lakes (Illinois), des murs extérieurs préfabriqués du type sandwich d'une épaisseur totale de 0,2 m, composés d'une couche intérieure de 0,1 m en béton, séparée de la couche extérieure de 0,06 m également en béton par une couche de 0,03 m en mousse de verre. Cette couche de mousse de verre constitue une excellente isolation thermique et un très bon écran pour les vapeurs. E. 19071. CUD 690.22 : 693.54 : 677.52.

206-54. Répartition des forces horizontales dans l'étage d'un bâtiment en béton (Lateral force distribution in a concrete building story). LIN (T. Y.); J. A. C. I., U. S. A. (déc. 1951), vol. 23, no 4, 1^{re} partie, p. 281-296, 22 fig. — Méthode rationnelle pour la détermination de la répartition des forces horizontales sur les éléments verticaux de l'étage d'un bâtiment en béton. Théorie fondamentale et exemples, comprenant le cas général de murs et de piliers dissymétriques faisant des angles quelconques les uns avec les autres. E. 19151. CUD 693.95 : 728.2 : 539.3.

Fac 1 Poutres. Dalles. Planchers.

207-54. Entretoises profilées en béton traité par le vide pour puits de mine (Streamlined vacuum concrete buntions for mine shafts). DOANIDES (P. J.); J. A. C. I., U. S. A. (déc. 1951), vol. 23, no 4, 1^{re} partie, p. 309-319, 16 fig. — Les poutres en béton armé traité par le vide se sont révélées supérieures aux poutres en acier ou en bois pour constituer des entretoises pour puits de mine en Afrique du Sud. Ces entretoises en béton remplissent les conditions de résistance à la compression et au choc, et présentent en outre l'avantage de pouvoir être profilées afin d'offrir moins de résistance à la circulation de l'air de ventilation. E. 19151. CUD 690.237.22 : 693.55 : 622.

Fac m Toitures. Voûtes. Dômes. Coupoles. Arcs.

208-54. Escaliers tournants en agglomérés de béton (Gewendelte Betonsteintreppen). HONOLD (A.); *Betonst-Ztg*, All. (fév. 1952), no 2, p. 53-56, 7 fig. (résumé français et anglais). — Méthodes de construction d'escaliers à demi-tournant et à quartier tournant. Ces méthodes tendent avant tout à rendre facile la montée de ces marches dont les bords doivent être courbés d'une façon régulière. Les données nécessaires sont fournies aux fabricants pour que ceux-ci puissent obtenir des résultats satisfaisants dans l'aménagement des escaliers tournants. E. 19258. CUD 690.26 : 693.54.

209-54. Deux toitures à dalle mince de 20,15 m de portée. Une toiture à voûte mince et une toiture prismatique (Two thin-slab roofs of 66-ft. span. A « shell » roof and a prismatic roof). *Concr. Constr. Engng.*, G.-B. (jan. 1952), vol. 47, no 1, p. 9-18, 13 fig. — L'épaisseur de la voûte mince en béton armé est de 6,35 cm, elle

est isolée au moyen d'un béton à la vermiculite qui doit être recouvert d'une couche étanche. Composition du béton et de l'armature des poutres et piliers sur lesquels elle repose. La toiture prismatique a une épaisseur de 10 à 15 cm, elle est composée d'une dalle horizontale et de deux dalles inclinées à 40°. Détails de construction, coffrages, etc. E. 18824. CUD 690.24 : 690.236 : 693.55.

210-54. Arcs en béton ordinaire et en béton armé (Plain and reinforced concrete arches). GRUENWALD (O.); RONGVED (P.), RUSCH (H.); GRONQUIST (C. H.); TEDESKO (A.); J. A. C. I., U. S. A. (déc. 1951), vol. 23, no 4, 2^e partie, p. 692-1 : 692 : 11, 1 fig. — Discussion du rapport du Comité 312, portant le même titre. Les commentateurs attirent l'attention sur l'influence de la déformation de l'arc sur les forces internes, sur la nécessité du calcul des charges de rupture, sur le but et la grandeur des coefficients de sécurité, etc. Réponse du Comité. E. 19154. CUD 690.236 : 691.328 : 693.55 : 518.5.

211-45. Constructions simples en béton à voûte mince (Simple concrete shell structures). CANDELA (F.); J. A. C. I., U. S. A. (déc. 1951), vol. 23, no 4, 1^{re} partie, p. 321-331, 13 fig. 5 réf. bibl. — Quelques constructions à voûte mince en béton armé ont été faites au Mexique. Leur principe de calcul est simple et on peut les classer en voûtes cylindriques et en voûtes obliques. Leur réalisation est effectuée par une main-d'œuvre non spécialisée, et leur prix de revient est relativement faible. Description et détails de construction. E. 19151.

CUD 690.244 : 693.55 : 518.5.

212-54. Étude des arcs à voussoirs (A study of the voussoir arch). SUTTON PIPPARD (A. J.); CHITTY (L.); *Nation. Build. Stud.* (Départ. Sci. Industr. Res.), G.-B. (mars 1951), Res. Pap. n° 11, VI + 51 p., 43 fig., 4 pl. h. t., 61 réf. bibl. — Des essais ont été effectués dans le but d'étudier les arcs à voussoir et de tenter de mettre au point une méthode de calcul moins empirique que la méthode communément utilisée. Mécanisme de l'arc à voussoirs. Appareil utilisé pour les essais. Réglage et étalonnage de l'appareil. Essais effectués sur un arc en maçonnerie. Résultats. Discussion. E. 19089.

CUD 690.236 : 693.1 : 518.5.

Fad 1 Menuiseries.

213-54. Portes en bois (Wooden doors). *Brit. Stand. Code Pract.*, G.-B. (1951), no (B) 1057, Sub-code 151.101, 41 p., 15 fig., 8 réf. bibl. — Portes en bois de tous types; leurs châssis et les méthodes employées pour leur mise en place. Matériaux utilisés. Dimensions, résistance à l'incendie, durée, isolation thermique et sonore. Classification des différentes sortes de portes. Travail en atelier et sur le chantier. Essais et entretien. E. 19091. CUD 690.281 : 694.1.

214-54. Portes coulissantes ignifugées avec revêtement de contreplaqué et châssis en bois et métal (Plywood faced fire-check flush doors and wood and metal frames). B. S. I., G.-B. (1951), no 459, 3^e partie, 13 p., 5 fig. (AFNOR : 23, rue Notre-Dame des Victoires, Paris). — Conditions requises pour le contreplaqué, le bois, les panneaux de plâtre, les revêtements d'amiante utilisés dans la construction des portes coulissantes. Construction des portes proprement dites et de leurs châssis. Portes intérieures et portes extérieures. Couche d'apprêt et finition. E. 18960. CUD 690.281.

215-54. Ossatures métalliques pour portes (acier) [Metal door frames (steel)]. B. S. I., G.-B. (1951), no 1245, 19 p., 23 fig. (AFNOR : 23, rue Notre-Dame des Victoires, Paris). — Conditions imposées par les normes britanniques pour la construction des ossatures métalliques pour portes. Qualité du métal, mode de construction, finition, fixation et peinture. Profils normalisés, charnières et paumeilles. E. 18959. CUD 690.281 : 693.97.

Faf ASCENSEURS ET MONTE-CARGAGE

216-54. Le nouvel « Escalator » des Galeries Lafayette. DAUPHIN (J.); *Bâti*, Fr. (déc. 1951), no 18, p. 15-18, 10 fig. — Description des travaux de l'escalier mécanique des Galeries Lafayette comportant six volées descendantes exécutées et six volées ascendantes projetées. Organisation du chantier pendant l'exploitation du magasin. Caractéristiques de l'ouvrage. E. 19130. CUD 690.26 : 725.21.

Feb HABITATIONS

Feb 1 Habitations individuelles.

217-54. Projets d'habitations familiales (Proyecto de viviendas unifamiliares). MORENO BARBERA (F.); *Inform. Construcción*, Esp. (nov. 1951), no 35, p. 1 : 163-3-8 : 163/3, 11 fig., 2 pl. h. t. — Projets d'habitations constituées par une voûte parabolique en ciment. Avantages de ce mode de construction : rapidité, économie, résistance aux explosions. Aménagement urbain sous forme de voûtes continues ou de voûtes séparées à axes parallèles. Plan de la disposition intérieure pour le confort économique maximum. E. 18600. CUD 728.3 : 690.236.

Feb mo Immeubles de rapport.

218-54. Bâtiment en dalles plates ne comportant qu'une seule baie en largeur (Flat-slab building only one-bay wide). WHEELER (W. H.); *Engng News-Rec.*, U. S. A. (10 jan. 1952), vol. 148, n° 2, p. 37-38, 3 fig. — Un bâtiment de cinq étages a récemment été construit à Honolulu, en dalles plates et piliers en béton armé. On y a employé le système « Smooth Ceilings » dans lequel des grillages en acier soudé sont enrobés dans les piliers et les dalles à leurs points de jonction. Le bâtiment d'une largeur de 9,15 m a été conçu pour résister aux tremblements de terre. E. 19069. CUD 728.2 : 693.55 : 699.841.

Fec BATIMENTS CULTURELS

219-54. Bancs et extrémités de bancs en béton (Concrete seats and seat-ends). PENNINGTON (A. M.); *Concr. Build. Concr. Prod.*, G.-B. (fév. 1952), vol. 27, no 2, p. 25, 27, 29, 31, 16 fig. — Formes et dimensions de sièges et bancs en béton pour jardins et parcs publics. Détails des extrémités de bancs de différents types; le siège est constitué, ainsi que le dossier, par des traverses de bois reposant sur les extrémités en béton; mode de fixation des traverses. Bancs monumentaux. E. 19047. CUD 725.76.

Fed OUVRAGES D'UTILITÉ PUBLIQUE

Fed m Hygiène publique.

220-54. Égouts publics. Épuration. V. DUBOSCH (Ch.); *Ann. Trav. publ. Belg.*, Belg. (déc. 1951), fasc. 6, p. 1043-1060, 7 fig. (résumé flamand). — Épuration biologique artificielle par fosses septiques et par lits bactériens de contact. E. 19129. CUD 628.35.

Fed n Génie rural. Irrigations.

221-54. Emploi des appareils automatiques de distribution d'eau sur les réseaux d'irrigation en canaux à commande par l'amont. CHADE-

NET (B.); *Terres, Eaux*, Algér., n° 15, p. 26-43, 23 fig. — Rappel des problèmes posés par la répartition des eaux entre les différentes branches d'un réseau d'irrigation à commande par l'amont. Différents types d'appareils automatiques, à savoir : les modules à masques, les vannes à niveau amont constant, les vannes automatiques à niveau aval constant, les siphons de sécurité, l'emploi et la combinaison des appareils Neyric. Conclusion. E. 18929. CDU 631.6.

222-54. Impressions tirées du IV^e Congrès des barrages de vallées, de New Delhi 1951. I (Eindrücke vom 4. Talsperren-Kongress, Neu-Delhi 1951. I). GRUNER (Ed.); Schweiz. Bauztg., Suisse (2 fév. 1952), n° 5, p. 68-73, 11 fig. — Le climat indien. L'irrigation dans les Indes au cours des siècles. L'activité de la construction dans la vallée de Damodar. Nouvelles connaissances tirées de l'hydrographie des Indes. E. 19048. CDU 627.8 : 631.6 (061.3).

223-54. Impressions tirées du IV^e Congrès des barrages de vallées, de New Delhi 1951. II (fin). GRUNER (Ed.); Schweiz. Bauztg., Suisse (9 fév. 1952), n° 6, p. 75-76, 3 fig., 5 fig. h. t., 12 réf. bibl. — Amélioration de l'irrigation dans les vallées de Maharashtra. Dangers de la transformation de territoires en marais du fait de l'élévation du niveau des eaux. Apprentissage à faire faire aux indigènes pour l'emploi de l'irrigation. Irrigation et assèchement. Institut de Recherches indien pour la technique de l'irrigation. Commission internationale pour l'irrigation et l'assèchement. E. 19123. CDU 627.8 : 631.6 (061.3).

Fef CONSTRUCTIONS PROVISOIRES

224-54. Installation (Plant). Architect, G.-B. (24 jan. 1952), vol. 201, n° 4336, p. 127-128, 8 fig. — L'élément « Hico » est constitué par une poutre à triangulation multiple légère et facilement reliée à d'autres éléments semblables de façon à constituer une poutre de la longueur désirée jusqu'à concurrence de 8,5 m et ne nécessitant aucun support intermédiaire. Ces poutres peuvent être employées comme échafaudages ou ouvrages provisoires, évitant de faire supporter des charges à des planchers nouvellement établis. Emploi des éléments « Hico » dans la construction. E. 18956. CDU 690.237.22 : 690.576.

Fib OUVRAGES INDUSTRIELS ET COMMERCIAUX

225-54. Revue de quelques réalisations constructives en 1951 (Review of some building developments of 1951). Architect, G.-B. (24 jan. 1952), vol. 201, n° 4336, p. 117-127, 33 fig. — Parmi les constructions exécutées en Grande-Bretagne en 1951, à côté des bâtiments du Festival de la Rive Sud, il y a lieu de citer un certain nombre de grandes usines et garages caractérisés par l'emploi de voûtes minces à grande portée, des maisons d'habitation à deux étages à Hatherley, deux grandes installations de chauffage à chaudières d'un nouveau modèle. Des progrès ont également été effectués en matière d'éclairage fluorescent et d'éclairage industriel. E. 18956. CDU 690.2 : 728.

Fib je Industrie.

226-54. L'usine moderne (The modern factory). MILLS (Ed. D.); Éd. : Architectural Press, Londres, G.-B. (1951), 1 vol., 190 p., nombr. fig., 39 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-592 au chap. III « Bibliographie ». E. 19092. CDU 725.4 (02).

227-54. Construction d'une chambre de turbines en béton préfabriqué (A precast concrete turbine house structure). Engineer, G.-B. (1er fév. 1952), vol. 193, n° 5010, p. 173-176, 7 fig. — Usine d'Acton Lane à Londres. La chambre des turbines consiste en deux rangées de piliers principaux distantes entre elles de 19,2 m. Les piliers sont à 8,25 m l'un de l'autre. Des poutres préfabriquées de 19,2 m de portée supportent la toiture de 18,7 m au-dessus du sol. Détails de construction, méthode employée, armature, fixation des poutres et rails desservant la salle des turbines, etc. E. 19043. CDU 725.4 : 693.55 : 693.057.1.

228-54. Action du vent sur les cheminées de grand élancement. BAES (L.), BOGAERT (E. W.). Ass. belg. Standard. (Centre de Bruxelles), Belg. (juil. 1940), n° 305, 12 p., 9 fig. h. t., 6 pl. h. t. (Commission spéciale d'étude de l'action du vent sur les constructions : Sous-Commission 3. Diagrammes.) — Essais effectués au Laboratoire aérodynamique du Service technique de l'Aéronautique à Rhode-Saint-Genèse, en avril 1939 et février 1940, sur des modèles de cheminée à bases carrée, octogonale, circulaire, avec réservoir et pour une gamme d'éléancements. Discussion des résultats des essais. Conclusions pour le coefficient aérodynamique de trainée à adopter. E. 2836. CDU 697.85 : 533.6 : 699.83.

Fib n Production d'énergie. Barrages.

229-54. Les travaux publics en 1951. I (Civil engineering in 1951. I). Engineer, G.-B. (4 jan. 1952), vol. 193, n° 5006, p. 10-12, 4 fig., 2 fig. h. t. — Revue des principaux travaux réalisés dans les différents pays au cours de l'année 1951. Description des grands travaux constituant le programme d'aménagement hydro-électrique du Nord de l'Écosse ; barrages de Mullardoch, de Claerwen, de Glen Tarsan, travaux hydro-électriques du Stor Lochs, de Tummel-Garry, de Chunie et Pitlochry, etc. E. 18703. CDU 627.8.

230-54. Le projet de la Central Valley, en Californie. I (The Central Valley project, California. I.). Engineer, G.-B. (25 jan. 1952), vol. 193, n° 5009, p. 122-124, 1 fig. — Les travaux du projet de la Central Valley ont débuté en avril 1951. Ils consistent dans la construction d'un système de barrages de centrales, de stations de pompage et de canaux. Le problème le plus important réside dans l'équilibrage des ressources en eau du bassin central de Californie au moyen de réservoirs de stockage des eaux du secteur septentrional et dans le transport de ces eaux vers les terres situées à 800 km vers le sud. Description du bassin. Historique du développement. Exposé général du projet. E. 18958. CDU 627.8.

231-54. Barrage de Falcon (U. S. A.). II : La construction est en cours (Falcon dam. Part II : Construction gets under way). LONDON (E. F.); Excav. Engr., U. S. A. (jan. 1952), vol. 46, n° 1, p. 22-29, 15 fig. — Le barrage de Falcon dans la vallée du Rio Grande nécessitera 9 400 000 m³ de remblayage, près de 200 000 m³ de béton, plus de 11 000 t d'acier d'armature et 6 200 t d'acier profilé. Il s'élèvera à 45,75 m au-dessus du niveau actuel du fond du fleuve et aura une longueur totale de 8 019 m. Travaux de terrassement, équipement utilisé. E. 19126. CDU 627.8 : 624.13.

232-54. Radiers d'amortissement pour digues-déversoires (Soleras de amortiguamiento para presas vertederos). ARRAEZ FERNANDEZ (J.); Inform. Construcc., Esp. (oct. 1951), n° 34, p. 1 : 531/10-10 : 531/10, 46 fig. — Compte rendu avec nombreuses photographies de l'allure des remous dans un bassin d'amortissement suivant la hauteur d'eau en aval par rapport à la hauteur du tremplin. Conditions d'instabilité ; cinématographie du phénomène en modèle réduit. Dispositifs de stabilisation par injection

d'eau à l'emplacement convenable, soit par disposition d'une série de petits tremplins (profils en U), soit par canaux collecteurs latéraux (profils en V et semi-V). Avantage des digues-déversoires sans canal de décharge latéral. E. 18300. CDU 627.8.

233-54. Injections de ciment dans les fondations du barrage « Moste » (Injektiranja na hidroelektrani Moste). PODGORNIK (R.); Compte rendu 1^{re} Réunion Comit. nation. yougosl. grands barrages (18-23 sept. 1950), Yougosl. (1951), p. 175-179, 3 fig. (résumés français et anglais). — Du fait de la nature géologique du terrain, le barrage « Moste » a exigé l'exécution d'un écran imperméable de grande surface ; expérience acquise par la difficulté de ce travail. Discussion. E. 19026. CDU 627.8 : 624.138.

234-54. Quelques aspects sur les récents travaux d'aménagement du Bas-Mississippi. HEYNDRICKX (G. A.); Ann. Trav. publ. Belg., Belg. (déc. 1951), fasc. 6, p. 1061-1085, 19 fig. (résumé flamand). — Étude du régime du Mississippi ; organisation des observations hydrographiques. Réalisations des endiguements, rectification des méandres et coupures, protection des berges, exécution des dragages, aménagement de réservoirs de crues et études sur modèles. E. 19129. CDU 627.8.

235-54. Une centrale hydro-électrique vieille d'un siècle connaît un regain d'activité... construite derrière des cellules de batardeau de dimensions record (Century-old hydro plant gets new efficiency... built behind cofferdam cells of record size). Engng News-Rec., U. S. A. (10 jan. 1952), vol. 148, n° 2, p. 32-35, 7 fig. — Datant de 1849, l'installation hydraulique d'Holyoke ne fut aménagée électriquement qu'en 1889. Les nouveaux travaux récemment exécutés ont augmenté de 15 000 kW la puissance, grâce à la nouvelle installation hydro-électrique. Deux cellules formant batardeau ont été utilisées pour ces travaux. Elles avaient chacune 23,3 m de diamètre et étaient reliées entre elles par deux rideaux de palplanches en arc de 6,4 m de rayon. Description des travaux. Coordination avec les anciennes installations hydrauliques. E. 19069. CDU 627.8 : 621.311.21 : 624.15.

236-54. Un fort appoint de kilowatts (Highball kilowatts). DAY (R.); Excav. Engr., U. S. A. (jan. 1952), vol. 46, n° 1, p. 14-20, 14 fig. — Le barrage Strike sur la Snake River dans l'État d'Idaho permettra d'accroître de 90 000 kW la production hydroélectrique de cet État. Description des travaux de terrassement comprenant l'excavation d'un volume de 1 936 000 m³ de terre et 1 222 000 m³ de remblayage. Matériel utilisé pour ces travaux. E. 19126. CDU 627.8 : 624.13.

237-54. Le secteur de Neuötting des installations d'énergie de l'Inn (Die Inn-Kraftstufe Neuötting). SPANIER (P.); Bauwirtschaft, All. (2 fév. 1952), n° 4-5, p. 51-55, 12 fig. — Caractéristiques des installations : situation, hauteur de chute, débit, puissance. Partage des travaux en deux lots : barrage et usine, digues diverses. Plan de disposition des ouvrages. Le chantier et les installations de préparation du terrain. Précautions contre les arrêts du travail : doublement des élévateurs, wagonnets de secours remplaçant les transporteurs, doublement des silos à béton, etc. Mise en œuvre du béton. E. 19045. CDU 627.8 : 691.328.

238-54. Première année de construction du réservoir de la Lech à Rosshaupten (Das erste Baujahr am Lechspeicher Rosshaupten). FROHNHOLZER (J.); Bauwirtschaft, All. (2 fév. 1952), n° 4-5, p. 55-60, 9 fig. — Buts du projet. Données générales du problème. Frais d'exécution. Durée des travaux. Travaux exécutés pendant la première année : le projet; travaux préparatoires ; le barrage ; les galeries ; leur étendue, travaux aux entrées, bifurcation, exécution du bétonnage et achèvement des travaux, nombre

d'ouvriers, constructions hydrauliques en acier. Vue d'ensemble. E. 19045.

CDU 627.8 : 624.19.

239-54. Caractéristiques de l'évolution dans les barrages de vallées, du point de vue particulier des barrages en pierres et des murs de retenue en béton (Entwicklungslien im Talsperrenbau unter besonderer Berücksichtigung der Steindämme und Beton-Staudämmen). TÖLKE (F.); *Wasserwirtschaft*, All. (jan. 1952), n° 4, p. 89-120, 73 fig., 43 réf. bibl. — Barrages dans les industries hydrauliques et de production d'énergie. Aspects de la construction des barrages de vallées. Comportement de la construction monolithique. Problème de la réalisation des joints de dilatation. Problèmes relatifs au béton; problèmes relatifs au ciment. Essais sur modèles et dimensions. E. 19159.

CDU 627.8 : 693.510 : 688.5.

240-54. Revêtement du parement amont des barrages massifs en béton (Oblaganje uzvodne plohe masivnih pregrada). NONVEILLER (E.); *Compte rendu 1^{re} Réunion Comit. nation. yougosl. grds Barrages* (18-23 sep. 1950), Yougosl. (1951), p. 147-155 11 fig., 7 réf. bibl. (résumés français et anglais). — Étude des divers procédés d'étanchement du parement amont des barrages, en béton, en pierre, en blocs de béton préfabriqués, par des enduits armés ou non, par des revêtements en métal, par des enduits spéciaux. Comparaison des frais de construction. E. 19026.

CDU 627.8 : 693.54 : 699.82.

241-54. La lutte contre les souspressions dans les grands barrages massifs. Solution proposée (Borba protiv uzgona kod masivnih gravitacionih vodojaza). Jeden konstruktivni nacin. PECINAR (M.); *Compte rendu 1^{re} Réunion Comit. nation. yougosl. grds Barrages* (18-23 sep. 1950), Yougosl. (1951), p. 157-160, 3 fig. (résumés français et anglais). — Proposition d'un système de drainage derrière le parement amont des barrages et comprenant des tubes verticaux rapprochés ayant un diamètre de 0,8 m. Composés d'éléments courts perméables à l'eau, ils débouchent dans des collecteurs horizontaux. Discussion. E. 19026.

CDU 627.8 : 696.122 : 624.131.

242-54. Influence de l'amélioration de la qualité du béton sur l'extension du domaine d'application des barrages. Voûtes minces (Uticaj kvaliteta betona na proširenje domena primene vitičnih segmentnih brana). LAZAREVIC (D.); *Compte rendu 1^{re} Réunion Comit. nation. yougosl. grds Barrages* (18-23 sep. 1950), Yougosl. (1951), p. 101-107, 3 fig. (résumés français et anglais). — Méthode de calcul des barrages en voûte mince à section constante en fonction de la forme géométrique de l'arc, de la pression d'eau, de la température et du retrait du béton. E. 19026.

CDU 627.8 : 690.244 : 693.55.

243-54. Pore pressure (Pression interstitielle). I. TOTH (I.); *Tech. mod. Constr.*, Fr. (jan. 1952), t. 7, n° 1, p. 3-8, 4 fig., 3 réf. bibl. — Exposé de la théorie de la pore pressure ou pression interstitielle, élément essentiel pour l'étude de la stabilité d'un barrage en terre. Étude des phénomènes engendrant la pore pressure, soit la consolidation due au poids du remblai, soit la méthode de mise en place du remblai, soit la pression de l'eau filtrant à travers le barrage. Méthodes pour contrôler le développement de la pore pressure. E. 19081.

CDU 627.8 : 624.13 : 532.6.

244-54. Quelques traits caractéristiques des études et de la construction des barrages en terre et des barrages en enrochements en Yougoslavie (Neke osobnosti projekata i konstrukcija nasutih brana u Jugoslaviji). JEVDEVIC (V. M.), RAJCEVIC (B. M.); *Compte rendu 1^{re} Réunion Comit. nation. yougosl. grds Barrages* (18-23 sep. 1950), Yougosl. (1951), p. 77-84, 12 fig. (résumés français et anglais) (Présenté au IV^e Congrès des Grands Barrages,

New Delhi, 1951). — Procédés utilisés en Yougoslavie pour la construction des barrages en terre ou en enrochements. Description de diverses particularités de construction telles que l'emploi de la galerie de contrôle et d'injection, le réemploi des déblais, la méthode de calcul du barrage, le compactage des remblais, la conduite des travaux en hiver. Discussion. E. 19026.

CDU 627.8 : 691.41.

245-54. La digue de Vlasina : première digue en terre en Yougoslavie (Vlasinska zemljana vodojaza). JEVDEVIC (V.), RAJCEVIC (B.); *Compte rendu 1^{re} Réunion Comit. nation. yougosl. grds Barrages* (18-23 sep. 1950), Yougosl. (1951), p. 85-94, 12 fig. (résumés français et anglais). — Éléments de la construction de la première digue en terre en Yougoslavie et raison de leur choix. Expériences acquises pendant les études du projet et la construction de la digue. Discussion. E. 19026.

CDU 627.8 : 691.41.

246-54. Construction de la galerie d'injections et de contrôle des barrages en terre (Konstrukcija injekciono-kontrolnih galerija kod nasutih vodojaza). RAJCEVIC (B.); *Compte rendu 1^{re} Réunion Comit. nation. yougosl. grds Barrages* (18-23 sep. 1950), Yougosl. (1951), p. 95-100, 14 fig. (résumés français et anglais). — Avantages des galeries d'injections et de contrôle dans les barrages en terre. Proposition d'une galerie en forme de fer à cheval, en béton perméable ordinaire et encastree dans le rocher. Discussion. E. 19026.

CDU 627.8 : 624.138.

247-54. Construction en béton armé à la centrale « B » d'Acton Lane (Reinforced-concrete construction at Acton Lane « B » power station). *Engineering*, G.-B. (18 jan. 1952), vol. 173, n° 4486, p. 77-80, 4 fig. — Pour la construction de la salle des turbines et des supports de disjoncteurs, on a utilisé des éléments préfabriqués en béton armé qui ont permis de réduire des 2/3 le poids de l'acier utilisé, tout en permettant l'économie d'échauffages et d'ouvrages provisoires coûteux qui auraient été nécessaires si l'on avait eu recours à la méthode consistant à couler le béton sur place. Détails de construction. E. 18918.

CDU 627.8 : 621.311.21.

248-54. L'usine d'énergie fluviale de l'Esterr.-Bayer. Kraftwerke A. G. Töging, sur la Braunaub (Das Flusskraftwerk Braunaub der Esterr.-Bayer. Kraftwerke A. G. Töging). WEECH (M. von); *Bauwirtschaft*, All. (2 fév. 1952), n° 4-5, p. 61-64, 8 fig. — Aménage d'eau et énergie utilisable. Conditions géologiques. Description des installations. Barrage. Bâtiments de la centrale. Bâtiment des connexions électriques et installations de plein air. Exécution des travaux : mesures concernant la douane et la police des frontières; travaux techniques préparatoires; exécution des ouvrages proprement dits. E. 19045.

CDU 627.8 : 621.311.21.

249-54. Les centrales d'énergie hydraulique d'après-guerre de la Société Adriatique d'Électricité (Die nachkriegszeitlichen Wasserkraftwerke der Società Adriatica di Elettricità). DI BRAI (L.); *Bauwirtschaft*, All. (2 fév. 1952), n° 4-5, p. 64-68, 8 fig. — Installation d'Ampezzo sur le Lumiei. Installation de Soverzene sur le Piave. Pour chacune de ces installations : données d'ensemble; conditions particulières géographiques et géologiques. Description des projets. Indications sur l'importance des travaux. Description des ouvrages et puissance récupérée. E. 19045.

CDU 627.8 : 621.311.21.

250-54. Projet et exécution d'une centrale souterraine d'énergie hydraulique pour une hauteur de chute d'environ 1 000 m (Planung und Ausführung eines Kavernenwasserkraftwerkes mit einer Fallhöhe von etwa 1 000 m). HEIDE (K.); *Bauwirtschaft*, All. (2 fév. 1952), n° 4-5, p. 68-70, 1 fig. — Ouvrage exécuté par A. E. G. en 1941. Données principales du

problème. Galeries principales; galeries pour tuyauterie. Centrale souterraine; son exécution. Les turbines et les alternateurs. Protection électrique moderne. Dispositions spéciales en vue de l'exploitation et du contrôle. E. 19045.

CDU 627.8 : 690.354.

251-54. Aperçu des problèmes des centrales hydro-électriques avec turbines dans les massifs (Problematika velikih uspornih objekata kod hidroelektrana sa turbinskim stobovima). GOLEJSVECK (M.); *Compte rendu 1^{re} Réunion Comit. nation. yougosl. grds Barrages* (18-23 sep. 1950), Yougosl. (1951), p. 133-146, 28 fig., 13 réf. bibl. (résumés français et anglais). — Construction d'une usine hydroélectrique placée dans les massifs intermédiaires d'un barrage; exposé des études des problèmes posés relatifs aux caractéristiques hydrologiques, énergétiques, constructives, hydrauliques et d'exploitation, à l'oscillation des eaux au pied du barrage, aux modifications du lit d'aval, au dégravage des prises d'eau. Discussion. E. 19026.

CDU 627.8 : 690.354.

Fid BATIMENTS PUBLICS

252-54. Construction et équipement des studios de radiodiffusion modernes. Le centre Pierre Bourdan. ADAM (M.); *Génie Civ.*, Fr. (1^{er} fév. 1952), t. 129, n° 3, p. 41-45, 12 fig. — Description générale du centre Pierre Bourdan. Réalisation de l'isolation phonique. Structure générale des studios. Choix d'un temps de réverbération. Détermination des fréquences propres d'un studio. Mode de réalisation des parois et des plafonds des divers studios du centre. E. 19025.

CDU 727.944 : 699.844.

Fid VOIES DE COMMUNICATION

Fid ja Routes.

253-54. Progrès accomplis depuis le Congrès de La Haye, en 1938, dans l'emploi pour le revêtement des chaussées et des pistes d'aviation, du ciment et des matériaux spéciaux. PELTIER (E.); *Rev. Gén. Routes, Aérod.*, Fr. (déc. 1951), n° 239, p. 43-48, 2 fig. — Analyse de rapports présentés au IX^e Congrès international de la Route, à Lisbonne, du 24 sep. au 8 oct. 1951, sur le calcul des dalles, l'influence du sous-sol, l'épaisseur pratique des dalles, la nature et le dosage des ciments utilisés, la composition des bétons, leurs essais, la teneur en eau, les armatures, les joints, le contrôle du béton, sa mise en œuvre, la réparation, les prix, les matériaux spéciaux. E. 19095.

CDU 625.84 : 629.139.1 : 693.54.

254-54. Progrès accomplis depuis le Congrès de La Haye, en 1938, dans l'étude du sous-sol des routes : a) Détermination des propriétés du sous-sol : méthodes d'essai et appareils de mesure. b) Stabilisation des sols en vue de leur emploi dans les fondations et le revêtement des routes. PELTIER (R.); *Rev. Gén. Routes, Aérod.*, Fr. (déc. 1951), n° 239, p. 62-70, 1 fig. — Analyse des rapports présentés au IX^e Congrès international de la Route, à Lisbonne, du 24 sep. au 8 oct. 1951, relatifs : 1^o à la détermination des propriétés du sous-sol et aux méthodes d'essai et appareils de mesure : prospection, identification, analyse granulométrique, limites d'Atterberg, rôle de l'eau capillaire, gel et sécheresse, compactage, mesure de la force portante, essais sur plaques; 2^o à la stabilisation des sols en vue de leur emploi dans les fondations et dans les revêtements des routes. Conclusions adoptées par le Congrès. E. 19095.

CDU 625.731 : 624.138.

255-54. Le IX^e Congrès international de la Route (Lisbonne, sep. 1951). II. DURIEZ (M.); *Tech. mod. Constr.*, Fr. (jan. 1952), t. 7, n° 1, p. 25-28. — Exposé des nouveautés mises en relief au congrès de Lisbonne pour la deuxième question : Détermination des propriétés du sous-sol et méthodes de stabilisation pour l'établissement des fondations et des revêtements. Traité des méthodes d'essais et des appareils de mesure pour la détermination des propriétés du sous-sol, de la stabilisation des sols en vue de leur emploi dans les fondations; revêtements de routes. E. 19081.

CDU 625.731 : 624.138 (061.3).

256-54. Problèmes relatifs à la construction des routes avec emploi de cendre volcanique plastique (Highway construction problems involving plastic volcanic ash). HIRASHIMA (K. B.); *Bull. Highw. Res. Board*, U. S. A. (1951), n° 44, p. 1-10, 5 fig., 7 réf. bibl. — Méthodes utilisées pour faciliter les opérations de construction de routes dans l'île d'Hawaï; disposition d'une couche de matériaux rocheux dont l'épaisseur dépend du poids des équipements utilisés. E. 18962.

CDU 625.731.

257-54. Facteurs influant sur les conditions d'humidité des assises des routes (Factors affecting the moisture conditions in road subgrades). CRONEY (D.); *J. Instrn munic. Engrs*, G.-B. (5 fév. 1952), vol. 78, n° 8, p. 489-498, 5 fig., 4 réf. bibl. — Classification des eaux contenues dans le sol. Effet de succion exercé par le sol. Relation entre la succion et la teneur en humidité et entre la succion et la répartition de l'humidité. Répartition de l'humidité dans les assises de routes. Effet de la végétation. Effet des conditions climatiques异常. E. 19120. CDU 625.731 : 697.138 : 624.131.

258-54. Note sur un nouveau système d'épandage des liants. PAVILLET (L.); *Rev. Gén. Routes, Aérodr.*, Fr. (oct. 1951), n° 237, p. 57-60, 8 fig. — Étude théorique des conditions dans lesquelles peut être obtenu, au moyen d'un véhicule, un épandage de liant d'une densité uniforme. Appareillage qui réalise l'épandage au moyen de jets cylindriques répartis sur les génératrices d'un cône à des intervalles convenables. E. 19094.

CDU 625.75 : 625.8.

259-54. Répandage des liants routiers. Réglage et vérification des rampes et diffuseurs. COUDERT (J.); *Rev. Gén. Routes, Aérodr.*, Fr. (jan. 1952), n° 240, p. 68-70, 9 fig. — Exposé des méthodes pour le réglage au dépôt des rampes et diffuseurs de liants routiers et pour la vérification des dosages sur le chantier. E. 19103.

CDU 625.75 : 625.8.

260-54. Une route en béton précontraint à Crawley. *Rev. Gén. Routes, Aérodr.*, Fr. (oct. 1951), n° 237, p. 55-56, 3 fig. (Trad. d'un article paru dans « Highw. Bridges », 14 fév. 1951). — Description de la construction d'une route en béton de 15 cm d'épaisseur divisée en dalles de 400 pieds (122 m env.) et précontrainte par des câbles inclinés de 3 pour 1 par rapport à l'axe de la route. E. 19094.

CDU 625.84 : 693.57.

261-54. Technique spéciale pour la mesure de l'air dans le béton durci (Linear traverse technique for measurement of air in hardened concrete). WILLIS (T. F.), MATHER (K.), BROWN (L. S.), PIERSON (C. U.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (déc. 1951), vol. 23, n° 4, 2^e partie, p. 124-1-124, 7, 1 fig., 9 réf. bibl. — Discussion de l'article de L. S. BROWN et C. U. PIERSON. La Division des Recherches du Service des Routes à grand trafic du Missouri, a adopté la méthode préconisée par les auteurs, avec quelques modifications. Description de l'appareil utilisé par cet organisme. Perfectionnements possibles de la méthode proposée. — Réponse des auteurs. E. 19154.

CDU 625.84 : 693.54 : 620.1.

262-54. Finition et durcissement : conditions-clés pour l'obtention de surfaces durables sur le béton (Finishing and curing : a key to durable concrete surfaces). POWERS (T. C.), THOMAS (T. W.), SWAYZE (M. A.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (déc. 1951), vol. 23, n° 4, 2^e partie, p. 332 : 1-332 : 8. — Discussion de l'article de M. A. SWAYZE, portant le même titre, sur la qualité des surfaces de revêtements de chaussées en béton. Remarques sur les phénomènes qui se produisent pendant la période où le béton est encore à l'état plastique, et sur le fait que les revêtements de chaussées sont avant tout destinés à fournir une surface lisse, propre au roulement des véhicules; la question de durée ne vient qu'au second plan. Réponse de l'auteur. E. 19154.

CDU 625.84 : 693.54 : 691.32.

263-54. Spécifications relatives aux chaussées et fondations de routes en béton (ACI 617-51). [Specifications for concrete pavements and bases (ACI 617-51)]. OLESON (C. C.), MELVILLE (Ph. L.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (déc. 1951), vol. 23, n° 4, 2^e partie, p. 744 : 1-744 : 7, 1 fig. — Discussion du rapport du Comité 617 portant le même titre. — Poids des bâches utilisées pour couvrir les chaussées en béton; poids spécifique des agrégats; joints; durcissement; facteurs influant sur la durée des chaussées en béton; teneur en ciment; qualité du ciment employé. Réponse du Comité. E. 19154.

CDU 625.731 : 625.84 : 693.54.

264-54. Étude de longue durée sur le comportement du ciment dans le béton. VII. Route d'essai de New York (Long-time study of cement performance in concrete. Chapter 7. New York test road). SPINDEL (M.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (déc. 1951), vol. 23, n° 4, 2^e partie, p. 796 : 1-796 : 4. — Discussion d'un article de F. H. JACKSON et I. L. TYLER, portant le même titre. S'appuyant sur ses travaux personnels, M. SPINDEL fait un historique de la question et indique des résultats obtenus avec différents types de ciment normalisés aux États-Unis et connus sous les désignations : Types I, II, III, IV et V, utilisés avec ou sans agents entraîneurs d'air. E. 19154.

CDU 625.84 : 693.54 : 691.322.

265-54. Les Norvégiens préparent le béton pour leurs routes directement sur l'assise de la chaussée (Norwegians mix highway concrete right on the subgrade). *Constr. Methods*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 34, n° 1, p. 66-67, 6 fig. — Le système Holter consiste à répandre directement sur la sous-fondation un mortier de sable et de ciment et d'y enfoncer ensuite les agrégats. Ce procédé nécessite un matériel spécial, mais les Norvégiens affirment qu'il est économique, car il ne nécessite aucune armature de la dalle. 90 % des routes en ciment de Norvège établies depuis la guerre ont été construites d'après ce système. Description du matériel. E. 19071.

CDU 625.84 : 693.54 : 625.8.

266-54. Les joints dans les routes en béton (Fuger i betonveje). MEYER (E. V.); *Beton Tek.*, Danm. (déc. 1951), n° 4, p. 101-109, 12 fig. (résumé anglais). — La méthode décrite a donné d'excellents résultats au cours des trois années sur lesquelles portent les observations effectuées. Elle consiste à utiliser une sorte de moule qui peut être placé assez bas au-dessous du niveau définitif de la route en béton, de façon à permettre au béton soumis à la vibration de s'écouler au-dessus du joint sans provoquer d'ondulations en surface, dans la région du joint. E. 18920.

CDU 625.84 : 693.510 : 688.5.

267-54. Deux importants chantiers de construction de routes en béton, en Suède (To store betonbelaegnings-arbejder i Sverige). LUDVIGSEN (M.); *Beton Tek.*, Danm. (déc. 1951), n° 4, p. 110-120, 13 fig. (résumé anglais). — Organisation de chantiers de construction de routes et de pistes d'envol en Suède. La route d'une superficie totale de 70 000 m² avait une épais-

seur de 15 à 20 cm. Utilisation d'un béton à 310 kg de ciment au m³ et avec agent entraîneur d'air. Équipement mécanique du chantier. Les pistes d'envol, de 15 cm d'épaisseur, ont été réalisées avec un béton à 320 kg de ciment au m³. Détails de construction. Équipement utilisé. E. 18920.

CDU 625.84 : 629.139.1 : 693.54.

268-54. Construction de routes goudronnées et asphaltées (Teer-und Asphaltstraßenbau). OBERBACH (J.); Ed. : Strassenbau, Chemie und Technik Verlagsgesellschaft, Heidelberg, All. (1950), 2^e édit., 1 vol., 828 p., 551 fig., 1 fig. h. t. — Voir analyse détaillée B-596 au chap. III « Bibliographie ». — E. 19031.

CDU 625.85 : 691.161 (02).

269-54. Les enrobés ouverts. Le « Cold Fine Asphalt » (C. F. A.). LECOMTE (P.); *Rev. Gén. Routes, Aérodr.*, Fr. (nov. 1951), n° 238, p. 38-44, 21 fig. — Étude des réalisations anglaises en matière de routes recouvertes d'enrobés à structure ouverte. Analyses de la norme britannique 1621-1950 relative au macadam bitumineux de roches concassées ou de laitier et de la norme 1690-1950 relative au « C. F. A. » pour surfacage. Commentaire des résultats obtenus. E. 19084.

CDU 625.85 : 691.161.

270-54. Progrès accomplis depuis le Congrès de La Haye, en 1938, dans la préparation et l'utilisation pour les chaussées et les pistes des liants plastiques (goudron, bitume, pouvoirs asphaltiques et autres matières plastiques). DURIEZ (M.); *Rev. Gén. Routes, Aérodr.*, Fr. (déc. 1951), n° 239, p. 49-61, 1 fig. — Analyse des rapports présentés au IX^e Congrès international de la Route, à Lisbonne, du 24 sep. au 8 oct. 1951, et comprenant les rapports français, belge, danois, espagnol, anglais, indonésien, italien, marocain, norvégien, néerlandais, portugais, suédois, tchécoslovaque. Conclusions adoptées par le Congrès. E. 19095.

CDU 625.85 : 629.139.1 : 691.161.

271-54. Emplois des revêtements bitumineux dans une zone urbaine (The uses of bituminous surfacing in an urban area). MORREY (R. T.); *J. Instrn munic. Engrs*, G.-B. (5 fév. 1952), vol. 78, n° 8, p. 499-509, 7 fig. — La ville de Liverpool a entrepris, au cours de ces dernières années, une réfection systématique des revêtements de ses rues qui étaient, autrefois, pour la plupart, pavées en granit ou en bois. Pour les nouveaux revêtements, utilisation d'asphalte cylindré, en raison de son prix de revient relativement bas, de sa bonne résistance au trafic et de sa facilité de mise en place au moyen des machines Barber-Greene. Différentes méthodes utilisées. E. 19120.

CDU 625.85 : 691.161.

272-54. Emploi de gravier asphalté cylindré à chaud pour les tronçons de routes et autres chaussées dans l'Angleterre orientale (The development of hot-rolled gravel asphalt for trunk and other roads in East Anglia). SWIFT (D. J.); *Proc. Instn civ. Engrs*, G.-B. (fév. 1952), vol. 1, n° 1 (2^e partie), p. 160-209, 11 fig. — Avantages économiques obtenus en Angleterre orientale en utilisant ce procédé connu mais relativement peu utilisé pour la construction des routes. Façon dont les travaux ont été conduits, détails des spécifications adoptées; comparaison du prix de revient de l'asphalte au gravier avec ceux des autres méthodes de construction de routes. Perfectiornnements possibles. Discussion. E. 19087.

CDU 625.85 : 691.161.

273-54. La route à péage du New Jersey (New Jersey Turnpike). *Civ. Engng*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 22, n° 1, p. 25-93, nombr. fig. — Décongestion du trafic routier par l'établissement de la route à péage : importance du trafic actuel. Division des 200 km de la route en sept secteurs; organisation financière; difficulté de l'achat des immeubles; leur organisation. La route à péage est économiquement viable; remise en état future. Vue d'ensemble sur le trafic réalisable; agrandissements projetés. La construction est favorisée par l'étude

normalisée et une spécification très soignée. Spécifications d'étude pour les ponts à péage, pour les ponts-rails. Normes d'études pour le drainage de la route à péage. Stabilisation de la section de route traversant des marais au moyen de drainages en sable. Contrôle de la construction sur place au moyen d'épreuves soumises à des essais en laboratoire. Ponts sur le Hackensack et la rivière Passaic : adoption de poutres avec platelage en tôle; disposition économique de réalisation de la chaussée, caractéristiques des ponts et leurs dépenses d'établissement. Choix d'un pavage souple; étude préalable des divers types de pavements. Contrôle très soigné de l'exécution du pavement en béton d'asphalte; caractéristiques des mélanges asphaltiques. Préparation du sol; pose mécanique du pavement; drainage. Choix de l'emplacement des bâtiments administratifs; politiques régissant les concessions. E. 19068. C.D.U. 625.7/8.

274-54. La route à péage du New Jersey (The New Jersey turnpike). WILLIAMS (H. J.); *J. Boston Soc. Civ. Engrs*, U. S. A. (oct. 1951), vol. 38, n° 4, p. 361-371, 13 fig. — La longueur totale de cette route à grand trafic est de 190 km environ. Caractéristiques des ponts construits pour cette route. La route est établie pour des vitesses de 112 à 120 km/heure avec rayon de courbure minimum de 3 050 m et pente maximum de 3 %. La chaussée est composée de trois couches de béton asphaltique, d'une sous-couche en macadam et d'une fondation en gravier. Epaisseur totale : 0,45 m. Dispositifs de drainage, Croisements, etc. E. 19164. C.D.U. 625.7/8 : 625-85 : 691.161.

275-54. Observations et réflexions sur le trafic de l'autoroute de l'Ouest et l'aménagement routier de la banlieue Ouest. BUFFEVENT (de); *Rev. Gén. Routes, Aérodr.*, Fr. (jan. 1952), n° 240, p. 23-32, 38 fig. — Dispositifs de comptage automatique installés sur le tronc commun; branches de l'autoroute de l'Ouest; trafics moyens journaliers observés, variation journalière du trafic, étude de la pointe horaire, système d'exploitation et de police. Conclusions. E. 19103. C.D.U. 625.746.

276-54. Battage mécanique de piquets de clôture à raison de 35 par heure (Machine drives safety stakes 35 per hour). *Constr. Methods*, U. S. A. (jan. 1952), vol. 34, n° 1, p. 98, 101, 4 fig. — Ces piquets qui jalonnent la route à péage du New Jersey, sont mis en place au moyen d'une machine à air comprimé. Ils ont 2,1 m de long avec une section en U, et dépassent la chaussée de 1,05 m. Description de la machine utilisée qui a pu enfoncez jusqu'à 375 piquets en une journée de 9 heures. E. 19071. C.D.U. 625.746 : 628.8.

277-54. Constitution des bandes de séparation dans les routes à trafic d'importances diverses. II (fin) (Die Ausbildung von Trennstreifen bei Strassen verschiedener Verkehrsbedeutung. II). NEUMANN (E.); *Strassen-Tiefbau*, All. (déc. 1951), n° 12, p. 323-326, 12 fig., 3 réf. bibl. — Bandes de séparation sur les ponts de grande longueur et sur les grandes routes : quatre types de bandes. Routes à trafic rapide : observations et mesures sur divers types de séparations. Étude critique des bandes de séparation de systèmes variés. E. 18875. C.D.U. 625.746.

Fid ji Voies ferrées.

278-54. Économie en matière de travaux publics relatifs aux chemins de fer (Economy in railway civil engineering). STEVENS (G. C.), THOMPSON (J. T.), TERRIS (A. K.), BERRIDGE (P. S. A.); *Proc. Instn civ. Engrs*, G.-B. (fév. 1952), vol. 1, n° 1 (2^e partie), p. 97-159, 20 fig., 4 fig. h. t., 2 pl. h. t., 4 réf. bibl. — Économie par la productivité de la main-d'œuvre et l'emploi de programmes spécialement étudiés pour améliorer cette productivité. Économie réalisée

grâce à une bonne organisation. Économie obtenue par une surveillance générale. Économie grâce à une étude appropriée. Discussion. E. 19087. C.D.U. 625.1 : 690.022 : 690.03.

279-54. Équipement aérien pour l'électrification des chemins de fer dans les régions sujettes à l'affaissement (Overhead equipment for railway electrification in subsidence areas). STOREY (H. H.), WALLACE (G. A.); *Engineering*, G.-B. (8 fév. 1952), vol. 173, n° 4489, p. 180-181, 6 fig. — La ligne d'un chemin de fer électrique britannique traverse une zone de près de 18 km dont le sol est sujet à un affaissement qui peut varier de 0,15 à 1,2 m. Précautions prises pour l'établissement des pylônes et portiques supportant l'équipement aérien. Méthodes employées pour la mise en place de cet équipement. Emploi de portiques réglables, etc. E. 19162. C.D.U. 625.1 : 621.3.

Fid 1 Voies maritimes.

280-54. Les travaux publics en 1951. II (Civil engineering in 1951. II). *Engineer*, G.-B. (11 jan. 1952), vol. 193, n° 5007, p. 42-45, 7 fig. — Grands travaux réalisés au cours de l'année 1951 dans les diverses parties du monde, principalement en ce qui concerne les ports et docks maritimes : port de la Mersey en Angleterre, reconstruction des docks et cales sèches de Cardiff, Newport, Sunderland; jetée à l'estuaire de la Tamise; travaux du port de Ceylan, de Lagos au Nigeria, de Chittagong au Pakistan, de Bathurst en Afrique occidentale, etc. E. 18803. C.D.U. 627.3.

281-54. Le port de Dakar. Un port moderne en Afrique Occidentale Française (The port of Dakar. A modern harbour of French West Africa). BOURRIERES (P.); *Dock Harbour Author.*, G.-B. (fév. 1952), vol. 32, n° 376, p. 303-309, 15 fig. — Le port de Dakar comprend un bassin pour le chargement du pétrole, huit quais de chargement en charbon, quatre quais pour le chargement des produits agricoles et exotiques, et seize quais de chargement pour produits divers. Cent cinq points d'eau sont répartis dans le port pour l'alimentation des navires. Dispositifs d'alimentation en combustible. Chantiers de réparation. Développement projeté. E. 19074. C.D.U. 627.3.

282-54. Répartition de la pression dans les radiers sous les écluses au moyen de dalles continues travaillant à la flexion (Sohlendruckverteilung unter Schleifertsschleusen mit durchgehender biegungsfester Sohlenplatte). JOPPEN (F.); *Bautechnik*, All. (fév. 1952), n° 2, p. 46-51, 10 fig., 6 réf. bibl. — Intérêt de la construction de dalles continues pour la sécurité de l'ensemble des ouvrages; procédé d'Odencirchen pour la détermination « exacte » de la répartition des pressions qui interviennent réellement sous les radiers; appréciation de l'exactitude du procédé; procédé de détermination de la répartition de la pression sous radier statiquement défavorable; propositions d'Engels; propositions de Franzius; le procédé des valeurs limites; valeurs limites pour la répartition généralement possible de la pression sous radier; valeur limite statiquement indésirable. E. 19161. C.D.U. 626.41 : 624.15.

283-54. Équipement des écluses dans les canaux de navigation intérieure (Ausrüstung der Schleusen an Binnenwasserstrassen). MÜLLER (K.); *Bautechnik*, All. (jan. 1952), n° 1, p. 3-8, 12 fig., 1 réf. bibl. — Intérêt de réduire la durée des éclusages. Unification des équipements des écluses. Disposition des éléments de l'équipement. Emplacement et écartement des échelles de descente. Constitution des éléments d'équipement. Conditions imposées aux échelles. Taquets d'amarrage en niche et taquets d'amarrage de quai. Protection métallique des arêtes de maçonnerie; protection en fonte des murs. Montage des éléments d'équipement. E. 18814. C.D.U. 626.41.

284-54. L'étude et la construction des nouveaux quais en eau profonde à Leith (The design and construction of the new deep-water quays at Leith). WHITE (M. C.); *Proc. Instn civ. Engrs*, G.-B. (fév. 1952), vol. 1, n° 1 (2^e partie), p. 55-96, 8 fig., 8 fig. h. t., 2 pl. h. t., 3 réf. bibl.

— Le port de Leith qui, jusqu'ici, ne comportait pas d'ouvrages en eau profonde, va être doté de deux nouveaux quais de, respectivement, 152 m et 129 m de long formant les côtés d'un triangle rectangle et établis sur des fonds de 6,7 à 9,15 m. La superficie comprise entre ces deux quais sera de 8 000 m² environ. Construction des nouveaux murs de quai. Utilisation de caissons en béton armé. Travaux de dragage. Construction des caissons, mise en place, superstructures. Discussion. E. 19087. C.D.U. 627.3 : 624.157.

285-54. Éléments préfabriqués en ciment armé, système « Kauer » (Piezas prefabricadas de hormigón armado sistema « Kauer »). DOMINGUEZ (P.); *Ingierencia*, Argent. (oct. 1950), n° 906, p. 403-420, 30 fig., 9 réf. bibl. — Les divers ouvrages utilisés pour lutter contre l'érosion fluviale dans le delta du Paraná; échecs enregistrés. Facteurs techniques et économiques du problème; sa résolution possible par les éléments préfabriqués Kauer. Description de l'unité Kauer. Équilibre de l'élément sous la poussée des terres manquant de cohésion. Calcul de la stabilité au renversement. Essais expérimentaux. Avantages sur les autres systèmes de défense. E. 18431. C.D.U. 627.1 : 624.131.4 : 693.55.

286-54. Jetée pour grands bateaux-pétroliers sur la Tamise (A jetty for large tankers on the Thames). *Concr. Constr.*, Engng., G.-B. (jan. 1952), vol. 47, n° 1, p. 25-33, 12 fig. — L'ouvrage en forme d'L comprend un accès d'une longueur de 126,3 m et d'une largeur de 7 m, et un quai d'accostage de 73,2 m de long et 17,2 m de large. On a utilisé pour sa construction des poutres et des « défenses » en béton précontraint. Les câbles de précontrainte sont logés dans des passages constitués par des tubes en caoutchouc gonflés enrobés dans le béton. Détails de construction. E. 18824. C.D.U. 627.3 : 693.57.

287-54. Remise en état d'une ancienne jetée (Reconditioning an old jetty). *Engineer*, G.-B. (8 fév. 1952), vol. 193, n° 5011, p. 218-222, 14 fig. — Cette ancienne jetée primitive construite en béton armé avait déjà dû être reprise en sous-œuvre en 1933, elle comportait en outre, depuis 1920, un prolongement en bois. État de l'ouvrage avant les récentes réparations. Travaux de remise en état et d'amélioration permettant à la jetée réparée de supporter de plus fortes charges. Matériel utilisé. Battage de nouveaux pieux en acier. Les travaux devaient être effectués sans gêner l'utilisation normale de l'ouvrage. E. 19163. C.D.U. 627.3 : 690.593.

Fid p Voies aériennes.

288-54. Quelques précisions techniques sur les nouveaux terrains américains au Maroc. MAYER (A.); *Rev. Gén. Routes, Aérodr.*, Fr. (jan. 1952), n° 240, p. 49-52, 55-56, 5 fig. — Caractéristiques générales des nouveaux terrains américains au Maroc prévus pour bombardiers lourds avec pistes de 3,5 km de longueur et 60 m de largeur. Mode d'exécution en béton bitumineux. Travaux exécutés aux terrains de Nouasseur, Sidi Slimane, Ben Guerir, Boulhaut et Djema Sahim. E. 19103. C.D.U. 629.139.1 : 625.85 : 691.161.

289-54. Le compactage du béton par vibration dans la masse pendant la construction du revêtement des pistes d'envol à l'aéroport de Munich-Riem (The compacting of concrete by internal vibrators during the building of the runway surface at Munich-Riem airport). TZSCHEINTHE (W.); *C. A. C. A.*, G.-B. (déc. 1951), Libr.

Transl., n° 41, 4 p., 2 fig. (Tiré de : « Strasse-Autobahn », août 1951, vol. 2, n° 8). — Les pistes d'envol des aéroports sont habituellement constituées par deux couches de béton, l'une de 15 cm et l'autre de 7 cm d'épaisseur. Pour celles de Munich, on a adopté une épaisseur totale de 30 à 38 cm en trois couches, la plus profonde a été compactée à l'aide de vibrateurs agissant obliquement à travers le béton, à raison de 9 000 vibrations par minute. Description du matériel et méthode d'emploi. E. 19049. CDU 629.139.1 : 693.556.4.

290-54. Compaction et essai du gravier; étude de la composition du béton à l'aéroport de Londres (Gravel compaction and testing, and concrete mix design at London airport). SMITH (H.); Proc. Instn civ. Engrs, G.-B. (fév. 1952), vol. 1, n° 1 (2^e partie), p. 1-54, 13 fig., 5 réf. bibl. — Des expériences ont été faites pour l'aéroport de Londres tant en laboratoire que sur le chantier, ces dernières complétant les premières. Description de la structure géologique de la région de l'aéroport. Méthodes adoptées pour les essais du gravier formant le sous-sol. Résultats obtenus par compactage du gravier. Détails concernant les compositions du béton utilisées à l'aéroport. Avantage des mélanges maigres. Importance du rapport eau/ciment sur la résistance du béton. Contrôle des mélanges. Méthode de mise en place. Discussion. E. 19087. CDU 629.139.1 : 693.54.

291-54. Montage d'un hangar métallique avec fermes de grande portée. GILLOIS; Rev. Génie milit., Fr. (nov.-déc. 1951), t. 84, p. 525-531, 5 fig. — Description des opérations de remise en état et de montage d'un hangar d'aviation d'origine allemande de 85 m de portée. Travaux exécutés par des sapeurs avec du matériel réglementaire du Génie. Assemblage des fermes au sol et levage à 8,5 m de hauteur au moyen de portiques de six chevalets canadiens. E. 19001. CDU 629.139.2 : 725.39 : 693.97.

Fif m

Ponts.

294-54. Essai sur la classification et l'évolution des ponts. II. BROCA; Rev. Génie milit., Fr. (nov.-déc. 1951), t. 84, p. 447-478, 41 fig. — Classement des ponts à fermes principales rigides du type en arc à tablier supérieur ou à tablier inférieur, des ponts en arcs équilibrés, puis des ponts à fermes principales souples, ponts suspendus ordinaires, ponts à tablier rigide, ponts Gisclard. Évolution des ponts dans chacune des catégories susmentionnées. E. 19001. CDU 624.2/8.

295-54. Quelques ouvrages construits en France. Bull. Ass. fr. Ponts Charp., Fr. (1951), Bull. annuel, p. 34-47, 16 fig. h. t. — Viaduc-rail de Cize-Bolozon (maçonnerie); viaduc-rail de Lessart, sur la Rance (béton); pont-rail sur le canal de fuite de Donzère-Mondragon (métal); pont-route de Balbigny, sur la Loire (métal); pont-route de Saint-Julien-sur-Garonne (béton armé); pont-route de Château-Thierry sur la Marne (béton armé); pont-route de Varangéville (béton armé); viaduc-rail de la Méditerranée à Chasse-sur-Rhône (béton armé); pont-route suspendu de Rognonas, sur la Durance; pont-route suspendu à auto-ancrage de Saint-Germain au Mont d'Or; pont-route d'Ussy, sur la Marne (béton précontraint); pont-route de la Genevraye (béton précontraint); bâtiment de la Centrale d'Herserange (métal); bâtiment de la Centrale thermique de Moyenmoutier dans les Vosges (métal); ossature d'un important immeuble d'habitation de huit étages, à Paris (métal); deuxième hall du Palais de la Mécanique à la Foire de Lyon (métal). E. 19133. CDU 690.2 : 728.

296-54. Renforcement des ponts pour augmenter leur capacité portante (Die Verstärkung von Brücken zur Erhöhung der Tragfähigkeit). Allg. Bau-Ztg, Autr. (10 oct. 1951), n° 268, p. 6-7. — Nécessité de ce renforcement pour le passage de lourds tracteurs, de cylindres, etc. Mesures permettant le renforcement suivant la disposition primitive du pont. Cas des ponts à ossature d'acier. Le renforcement durable est toujours onéreux. Cas des ponts en bois. Addition de supports supplémentaires. Rappel des travaux de renforcement des voûtes du chemin de fer de ceinture de Berlin. E. 18921. CDU 624.2/8 : 690.593.2.

297-54. Pour la construction d'un pont de grande longueur en poutre-caisson on a combiné l'emploi du béton et de l'acier (Long box girder bridge combines concrete and steel). Engng News-Rec., U. S. A. (10 jan. 1952), vol. 148, n° 2, p. 42, 1 fig. — Ce pont dont la travée principale est de 76,25 m supporte une chaussée à deux voies de circulation de 6,7 m de large. Deux poutres-caissons métalliques parallèles de 43 m de long constituent la partie médiane de cette travée principale dont les deux parties latérales sont en béton armé. Les poutres métalliques sont en acier soudé, elles ont une hauteur de 2 m. E. 19069. CDU 624.2/8 : 693.55 : 693.97.

298-54. Les plus longues poutres à âme pleine sont jumelles, mais de « parents » différents (Longest plate girders are twins, but with different parents). MERRITT (F. S.); Engng News-Rec., U. S. A. (17 jan. 1952), vol. 148, n° 3,

p. 30-33, 6 fig. — Le pont sur la Hackensack River, qui fait partie de la route à péage du New Jersey, et le pont sur la Passaic River de la même route, comportent des caractéristiques communes : chaussée à deux voies, de 11 m de large, pour une largeur totale de 26,2 m, poutres à âme pleine, etc.; mais leurs fondations diffèrent et les poutres ne sont pas rigoureusement identiques, tant au point de vue du détail de leur composition que de l'épaisseur de leurs âmes. Description, Détails de construction. E. 19158. CDU 624.27 : 690.237.22.

299-54. Ponts avec dalles creuses en béton armé (Hohlplattenbrücken aus Stahlbeton). BITTENBINDER (N.); Oesterr. Bauztg., Autr. (9 fév. 1952), n° 6, p. 6-7, 7 fig. — Théorie élastique des plaques appliquée à la construction des ponts. Répartition des charges sur les systèmes de dalles creuses. Propriétés particulières des plaques comparées aux poutres. Avantages et économie des plaques de grandes dimensions. Diminution des moments de flexion dans les plaques. Inconvénients des systèmes de dalles creuses en béton armé. Exemples particuliers. E. 19212. CDU 624.27 : 691 — 413 : 693.55.

300-54. Pont en aluminium sur la rivière Saguenay (Puente de aluminio sobre el río Saguenay). Inform. Construcción, Esp. (oct. 1951), n° 34, p. 1 : 565/7-6 : 565/7, 6 fig. (extrait de : « Engng News-Rec. »). — Description d'un pont construit entièrement en aluminium dans la province de Québec sur la rivière Saguenay. Structure métallique comprenant un arc central de 97 m formé d'éléments courbes constitués par des poutres en caisson. Tablier de ciment supporté par des châssis métalliques et raccordé aux accès latéraux en pente faible. Réduction au minimum des effets thermiques par la répartition des joints de dilatation et augmentation préalable de la courbure des éléments. Emploi de nouveaux rivets mis en place à froid. Grues de montage. Mise en place du tablier. Montage de l'arc en porte-à-faux, les éléments étant soutenus par le système Cantilever. Avantages de la légèreté de l'aluminium et de la facilité d'entretien. E. 18300. CDU 624.6 : 691.77.

301-54. Théorie et calcul des ponts suspendus (Teoria e cálculo das pontes suspensas). GRAVINA (P. B. J.); Ed. : Escola Politecnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brésil (1951), 1 vol., 182 p., 77 fig., 1 fig. h. t. (résumés français, anglais et allemand). — Voir analyse détaillée B-599 au chapitre III « Bibliographie ». E. 18829. CDU 624.5 : 518.5 (02).

302-54. Des rampes d'accès en remblais et un ponton flottant facilitent la construction d'un pont (Earth ramps and pontoon ferry help build bridge structure). HOWARD (R. S.); Constr. Methods, U. S. A. (jan. 1952), vol. 34, n° 1, p. 46-48, 5 fig. — Comme la Rivière des Castors (Beaver River) est trop peu profonde pour permettre l'emploi de grues flottantes, on a dû utiliser des remblais en terre pour y établir des grues terrestres. Un ponton flottant amène au pied des grues des bennes remplies de béton destinées à la construction des piles du pont. E. 19071. CDU 624.2/8 : 629. 1/4.

Fif OUVRAGES D'ART

Fif j Souterrains.

292-54. Nouveautés sur la construction des galeries de mine et des tunnels (fin) (Neues vom Stollen- und Tunnelbau). BUDDENBERG (A.); Bautechnik, All. (jan. 1952), n° 1, p. 8-12, 8 fig. 8 réf. bibl. — Extraction : utilisation de locomotives à batteries d'accumulateurs; bennes d'extraction; échafaudages roulants pour forage. Élévateurs de bennes; dispositifs d'évitement; division du travail; composition des équipes. Percement d'un tunnel de chemin de fer à deux voies : largeur du tunnel; description détaillée des travaux : alimentation d'eau, procédés de bétonnage, coffrages métalliques, etc. E. 18814. CDU 624.19 : 621.7/8 : 624.19.

293-54. Abaque pour le calcul de souterrains. (Abaco para el cálculo de subterráneos). LOPEZ NIETO (A.); Inform. Construcción, Esp. (nov. 1951), n° 35, p. 1 : 473/1-2 : 473/1, 2 fig., 1 pl. h. t. — Présentation d'un abaque représentant une formule de Caquot pour la pression à la clef d'un souterrain de forme circulaire. E. 18600. CDU 624.19 : 624.131 : 518.5

II. — TRADUCTIONS

D'ARTICLES TECHNIQUES EFFECTUÉS PAR L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

Des reproductions de ces traductions peuvent être fournies aux adhérents de l'Institut Technique, moyennant une participation aux frais de traduction fixée forfaitairement à 300 F la page dactylographiée du format normal.

312. La plus grande usine de sable et de gravier (Largest sand and gravel plant). LENHART (W. B.); *Rock Prod.*, U. S. A. (fév. 1951), p. 86-92, 121, 24 fig. — Description d'une usine produisant du sable et du gravier avec une capacité horaire de 1 000 t. Elle comporte quarante-trois transporteurs à courroies, sept tas de stockage et un broyeur. Opérations d'extraction, de lavage, d'élimination de l'eau, de broyage, criblage, transport, silotage. E. 19187, 18 p.

313. Résistance du béton au gel (Frostbeständigkeit des Betons). WOGRIN (A.); *Österr. Bauzg.*, Autr. (1951), n° 17, p. 6-8; n° 18-19, p. 7-11, 8 fig. — Étude des contraintes qui produisent, dans les bétons, les variations de température, les variations d'humidité et la congélation de l'eau en tenant compte des différences des caractéristiques mécaniques de l'agrégat et du ciment. Facteurs dont dépend la résistance au gel et comment elle peut être améliorée. Pour le ciment, intervient la résistance à la traction, la finesse de mouture, la durée de magasinage, etc. Pour les agrégats : la sensibilité au gel, la propreté, les dimensions ; pour le béton, l'influence du dosage ainsi que l'adjonction de produits mouillants, de dispersifs et d'agents entraîneurs d'air. E. 18996, 19 p.

314. Fausse prise dans le ciment Portland

(False set in Portland cement). BLANKS (R. F.), GILLILAND (J. L.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (mars 1951), vol. 22, n° 7, p. 517-532, 1 fig., 38 réf. bibl. — La fausse prise du ciment est mise en évidence par une sorte de raidissement ou de perte de consistance durant le malaxage ou peu après. Théories concernant la fausse prise, expériences sur chantier, effets de la fausse prise sur les propriétés du béton et moyens de la combattre par refroidissement des broyeurs ou addition de sulfate de calcium stable. E. 19106, 22 p.

315. Briques et blocs en béton. II. Fabrication (Concrete bricks and blocks. II. Manufacture). COMMONWEALTH EXPERIMENT. BUILD. STN (Notes Sci. Build.), G.-B., n° SB 14, 4 p., 8 fig., 3 réf. bibl. — Conditions à remplir pour obtenir une bonne résistance d'agglomérés en béton : qualité du sable et de l'agrégat, calibre de l'agrégat, calibre du sable, dosage de l'eau, densité obtenue par le drainage, la pression ou la vibration, mode et durée de durcissement. Fautes courantes de fabrication. E. 19320, 9 p.

316. Traitements spéciaux pour béton de ciment Portland (Special treatments for Portland cement concrete). a'COURT (C. L.); *Struct. Engr.*, G.-B. (mars 1951), vol. 29, n° 3, p. 71-77, 8 fig., 2 réf. bibl. — Description des méthodes de traitement du béton en vue de modifier les durées de prise et de durcissement, d'augmenter

la maniabilité et d'améliorer la durée. Emploi des agents humidifiants, des entraîneurs d'air, des agents imperméabilisants, des pouzzolanes, des matières inertes de remplissage des pores. E. 19301, 19 p.

317. Vibrations verticales dans les fondations des turbines à vapeur (Über Lotrechtschwingungen bei Dampfturbinen-Fundamenten). GEIGER (J.); *Schweiz. Bauztg.*, Suisse (26 mai 1951), n° 21, p. 287-290, 7 fig., 1 réf. bibl. — Traité des problèmes relatifs aux recherches des vibrations verticales. Vibrations de la masse des piliers, élasticité à la flexion de la semelle de fondation, élasticité du sol, résistance à la torsion des longerons adjacents, raideur des angles et goussets. E. 19253, 11 p.

320. Comment utiliser les extensomètres à fil résistant sur le béton (How to use strain gages on concrete). ANDERSON (A. R.); *Engng News-Rec.*, U. S. A. (8 mars 1951), vol. 140, n° 10, p. 46-47, 4 fig. — Utilisation de l'extensomètre à fil résistant SR-4. Précautions à prendre pour réaliser l'adhérence sur le béton en employant une couche de ciment spécial. Adhésif pour les fils de jonction. Paraffine spéciale pour la protection de l'extensomètre à fil résistant contre l'humidité. Relation, à titre d'exemple, d'essais sur des poutres précontraintes. E. 19302, 5 p.

III. — BIBLIOGRAPHIE

Chaque analyse bibliographique donnant le nom et l'adresse de l'éditeur et le prix de vente, les adhérents de l'Institut Technique sont priés de s'adresser directement aux éditeurs et aux librairies pour se procurer les ouvrages qu'ils désirent acquérir ; toutefois pour les ouvrages édités à l'étranger, il est préférable de les commander par l'intermédiaire de librairies spécialisées dans l'importation. Tous renseignements complémentaires seront fournis sur demande par l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 28, boulevard Raspail, Paris-VII^e.

B-581. Acoustique architecturale. RAES (A.); Ed. : Eyrolles, 61, boulevard Saint-Germain, Paris (1952), 1 vol. (16,5 × 25 cm), 193 p., 104 fig., 12 pl. h. t., F : 1 400. — Cet ouvrage qui reproduit un cours professé à l'École nationale d'Architecture de Bruxelles est divisé en quatre parties. La première partie, consacrée à des renseignements généraux sur les sons et les bruits, définit les sons, leurs caractéristiques physiques, leurs caractères psychophysiques, leurs qualités, leur mesure en phones, montre leur mode de propagation dans les bâtiments, leur réverbération et leur absorption. La deuxième partie traite de la pratique des matériaux, un premier chapitre étudie les matériaux isolants, leurs caractéristiques, leurs qualités et leur valeur comparée et un deuxième chapitre, les matériaux absorbants, leurs caractéristiques et qualités. La troisième partie concerne la pratique de l'insonorisation des immeubles après avoir, dans leur ensemble, examiné les sources et espèces de bruits, les niveaux sonores et bruits admissibles, l'insonorité des locaux, ses possibilités et les procédés d'insonorisation, étude successive de l'insonorité des ossatures, des murs et cloisons, des planchers, des portes, des fenêtres, des canalisations et appareils sanitaires et la réduction

des bruits dans les bureaux et ateliers. La quatrième partie traite de la pratique de l'acoustique des salles. Vue d'ensemble; étude des échos, de leur influence, de la méthode d'examen des salles existantes et quelques défauts typiques, puis de la réverbération, de son influence, du choix de la durée optimum et de ses variations, du calcul des absorptions nécessaires. Traité de la force de l'audition, des réflecteurs et des amplificateurs. Méthode à suivre pour établir les projets de salles, puis conseils aux auteurs de projets et, en annexe, quelques valeurs numériques. E. 19063.

B-582. Photoélasticité. Principes et méthodes. JESSOP (H. T.), HARRIS (F. C.); Ed. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris (1952), 1 vol. (16 × 25 cm), VIII + 235 p., 169 fig., F : 2 350. (Traduit de l'anglais par G. HENRIOT). — Chapitre I : définition des contraintes, de leurs propriétés et de leur représentation par la conique des contraintes; cercle de Mohr; équations de Lamé. Chapitre II : déformations et relations entre les contraintes et les déformations et la théorie de Filon de la « contrainte plane généralisée ». Chapitre III : théories de l'optique et composition des mouvements sinusoïdaux. Chapitre IV : phénomènes de la polarisation et de la double réfraction. Chapitre V : théorie de

la photoélasticité basée sur les effets de double réfraction sous l'action de charges sur un matériau transparent isotrope; détermination des isoclines et des isochromatiques; élimination des isoclines; méthode de mesure par compensation. Chapitre VI : réduction et interprétation des observations; méthodes de détermination des contraintes principales séparées et application des résultats au prototype. Chapitre VII : problèmes à trois dimensions; effet optique des contraintes à trois dimensions; figeage des contraintes; contraintes dans un plan de symétrie et détermination des contraintes séparées. Chapitre VIII : banc de photoélasticité, sa réalisation; cadre de mise en charge; banc optique. Chapitre IX : matières utilisées, mode opératoire, tracé des isoclines. Chapitre X : disque circulaire soumis à une compression diamétrale; barreau rectangulaire avec trou carré soumis à une compression; poutre rectangulaire sur deux appuis et supportant une charge concentrée au milieu; barreau profilé avec trou circulaire central soumis à une tension; crochet d'accouplement de wagon. Un appendice traite de la quadrique des contraintes, de l'utilisation de l'équation de Laplace dans les problèmes de contraintes à deux dimensions, de l'utilisation des lames « quart-d'onde ». E. 19307.

B-583. Pour protéger les métaux. GLAYMAN (J.); Ed. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris (1951), 2^e édit., 1 vol. (12 × 18 cm), xx + 174 p., 102 fig., F : 290. — Cet ouvrage traite en détail de la protection des métaux et présente dans chaque cas les opérations à effectuer sous forme de tableaux. Chapitre I : les méthodes générales de protection et la valeur de chaque revêtement. Chapitre II : modes de préparation des surfaces par polissage, dégraissage et décapage. Chapitre III : protection des métaux par modification chimique des surfaces et en particulier l'oxydation du fer, l'oxydation anodique de l'aluminium, la phosphatation du fer, le traitement chimique de l'aluminium, le traitement chimique du magnésium et la protection par cémentation. Chapitre IV : protection par électrolyse ou électro-déposition : nickelage, chromage, cadmiation, zingage, cuivrage, étamage électrolytique, argenture, dorure, laitonnage. Chapitre V : protection par apport de métal par déplacement (étamage par contact). Chapitre VI : Principe et processus de la protection par apport de métal en fusion. Chapitre VII : processus opératoire de la protection par apport de métal par projection, qualité de ce revêtement et consommation en métal du procédé. E. 19006.

B-584. Répertoire des bibliothèques de France. Centres et services de documentation. Ed. : Bibliothèque Nationale, 58, rue de Richelieu, Paris (1951), 1 vol. (15 × 24 cm), 288 p. — (Publié sous les auspices de l'UNESCO et de la Direction des Services des Bibliothèques de France). Ce répertoire des centres et services de documentation contient 309 notices relatives à des organismes dont 127 dépendent d'administrations publiques, 40 du secteur privé du commerce et de l'industrie, 132 de sociétés anonymes d'information économique ou commerciale, etc. Chaque notice, classée alphabétiquement par matière, indique pour chaque organisme la spécialité, le nombre et le genre de documents possédés, les facilités de lecture, de reproduction, etc. E. 18995.

B-585. Dictionnaire moderne espagnol-français et français-espagnol (Diccionario moderno español-frances y frances-español). LARRIEU (R.), MORENT (M. G.); Ed. : Garnier, 6, rue des Saints-Pères, Paris (1951), 1 vol. (13,5 × 20 cm), en espagnol : XLII + 904 p.; en français : XVIII + 591 p., 4 fig. — Vocabulaire usuel; terminologie technique et scientifique moderne; américanismes les plus courants; principaux noms propres historiques et géographiques et les prénoms; verbes irréguliers des deux langues; éléments grammaticaux essentiels (pronunciation, conjugaison, emploi des prépositions). E. 19375.

B-586. Le conditionnement de l'air. Procédés et calculs utilisés en climatisation. JUDET DE LA COMBE (A.); Ed. : J.-B. Bailliére et Fils, 19, rue Hautefeuille, Paris (1952), 1 vol. (16,5 × 26 cm), 362 p., 161 fig., F : 2 200. — Rappel succinct des propriétés physiques de l'air, utilisation du diagramme psychrométrique. Réactions de l'homme vis-à-vis de l'air et conditions de confort. Étude succincte des problèmes de pulsion, de transport, de distribution de l'air dans le cadre du conditionnement de l'air. Isolation thermique et phonique. Étude des appareils utilisés dans les installations de conditionnement. Filtration de l'air, son chauffage, son humidification, son refroidissement, sa dessiccation. Calcul d'ensemble des installations, détermination des débits et des températures d'air, puissance des sources de chaleur ou de froid à prévoir. Différents types d'installations le plus souvent rencontrées. Contrôle et régulation des installations. E. 19167.

B-587. L'air comprimé. LEFEVRE (J.); Ed. : J.-B. Bailliére et Fils, 19, rue Hautefeuille, Paris (1951), t. 1, 1 vol. (16 × 25 cm), 640 p., 283 fig., F : 3 500. — Ouvrage destiné aux constructeurs, installateurs, utilisateurs de compresseurs d'air. Chapitre I : notions théo-

riques sur la thermodynamique des gaz parfaits; travail de compression; évolutions isothermique, adiabatique et polytropique; diagramme entropique; transformation pneumatique de l'énergie; pertes de charge; échanges de chaleur; propriétés de l'air humide. Chapitre II : compresseurs à piston, leur fonctionnement, détails de construction, leur régulation. Chapitre III : compresseurs rotatifs : à palettes et à engrenages; compresseurs centrifuges; turbo-compresseurs axiaux. Chapitre IV : commande et installation des compresseurs : transmissions, commande, fondations, refroidissement, sécurité, distribution de l'air comprimé. Chapitre V : essais et exploitation : mesures de pressions, températures, débits, puissance; conduite et entretien; prix de revient. E. 18994.

B-588. Les tenseurs en mécanique et en élasticité. BRILLOUIN (L.); Ed. : Masson et Cie, 120, boulevard Saint-Germain, Paris (1949), 2^e édit., 1 vol. (17 × 25,5 cm), 370 p., nombr. fig., F : 1 200. — Étude des tenseurs et application des méthodes tensorielles à la mécanique rationnelle, à l'élasticité, à la propagation des ondes, à la théorie des solides. L'ouvrage est divisé en douze chapitres qui traitent en résumé : remarques générales sur le rôle des tenseurs, les matrices, les divers espaces de référence; de la géométrie vectorielle et de la définition des tenseurs : axiomes de la géométrie vectorielle, covariance et contravariance, formation des tenseurs, distinction entre tenseurs et matrices, axes curvilignes, symétrie et antisymétrie; des pseudo-tenseurs en géométrie vectorielle, des densités et capacités tensorielles; des principaux opérateurs différentiels utilisables en géométrie vectorielle : gradient, rotationnel, divergence; du postulat de transport parallèle et de la dérivée covariante en géométrie affine; de la géométrie métrique et de l'espace de Riemann : définitions élémentaires et définition générale du tenseur métrique fondamental, exemples, sens géométrique des opérations, espace euclidien tangent; des opérateurs différentiels et de la dérivée covariante en géométrie métrique : opérateur laplacien, dérivées covariantes, géodésiques, courbure de l'espace de Riemann, tenseur de Ricci et Einstein, identités de Bianchi, etc.; de l'emploi des géométries de Riemann en mécanique rationnelle : principe de d'Alembert, équations de Lagrange, systèmes à diverses liaisons, principe de moindre action de Lagrange, équations de Hamilton, formule de Boltzmann, pressions de radiation; du passage à la mécanique ondulatoire : théorie des quanta, ondes dans l'espace; de l'élasticité : application des tenseurs, tensions élastiques, déformations, coefficients d'élasticité, milieu solide en mouvement; des ondes élastiques dans les solides, propagation, vibrations propres, ondes dans un fluide, mesure des pressions de radiation; de la théorie des solides et des quanta : agitation thermique des solides, dilatation thermique, vibrations d'une corde, d'une file d'atomes, réseaux cristallins à trois dimensions; thermodynamique du solide idéal, extension au cas des liquides. Bibliographie. E. 18931.

B-589. Omnium de la construction immobilière. Ed. : Omnium technique de l'Habitation, 282, boulevard Saint-Germain, Paris (1951), 1 vol. (21 × 28 cm), 216 p., nombr. fig. — Recueil de feuillets publicitaires formant une encyclopédie de la technique de la construction et répartis en vingt-quatre sections qui correspondent aux diverses spécialités de l'industrie du bâtiment. E. 19169.

B-590. Acier, fer, fonte dans le bâtiment. Considérations générales à l'usage des architectes. BODSON (F.); Ed. : Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier, 154, avenue Louise, Bruxelles, Belg. (1951), 1 vol. (21 × 25,5 cm), VIII + 121 p., 233 fig., 127 réf. bibl., F. b. : 120. — Ouvrage de vulgarisation en huit chapitres qui examinent successivement : les matières premières : fonte, fer, aciers

ordinaires, soudables, aciers alliés, aciers inoxydables, fonte malléable, puis les traitements thermiques, des notions de métallographie; la fabrication des éléments métalliques : poutrelles, cornières et profilés, poutrelles à larges ailes, le profilage à chaud et à froid, l'étirage, la fabrication des tubes : les moyens d'assemblage en construction métallique : rivetage, boulonnage, soudages divers, calcul des assemblages, contrôle des soudures; les éléments d'acier mis en œuvre : bâtiments à ossature, portiques, poteaux, planchers, façades, toitures, menuiseries métalliques; la construction mixte acier-béton; les modes de réception : analyse chimique, essais mécaniques, contrôle aux ultrasons, radiographique, magnétoscopique, etc.; la protection des ouvrages contre la corrosion : métallisation, modification chimique des surfaces, peintures après préparation et décapage; les éléments de base et considérations pour le calcul des constructions : évolution des poids morts, surcharges d'exploitation, action du vent, dilatation, tensions admissibles. E. 19108.

B-591. Le conditionnement d'air en été et en hiver (Air conditioning in summer and winter). HOLMES (R. E.); Ed. : McGraw-Hill Book Company, Inc., Aldwych House, Londres WC2, G.B. (1951), 2^e édit., 1 vol. (16 × 24 cm), XIV + 352 p., 186 fig., 1 fig. h. t., 46s. — Ouvrage destiné aux ingénieurs et aux étudiants qui ont à traiter des problèmes de conditionnement d'air. Principes qui régissent le conditionnement d'air et conditions requises pour réaliser une sensation de confort en toutes saisons. Différentes parties qui composent un système de conditionnement d'air en général et différents systèmes utilisés dans la pratique. Conditionnement d'air en hiver, systèmes de chauffage, humidificateurs, filtres d'air. Réfrigération, principe; différents systèmes de réfrigération. Matériel pour systèmes de réfrigération, compresseurs, condenseurs, dessiccateurs. Conditionnement d'air en été. Matériel utilisé. Appareils de contrôle et de réglage de la température et de l'humidité pour installations de conditionnement d'air. A la fin de chaque chapitre on présente une série de questions qui constituent une sorte de révision des problèmes traités. E. 19030.

B-592. L'usine moderne (The modern factory). MILLS (Ed. D); Ed. : Architectural Press, 9-13, Queen Anne's Gate, Westminster, Londres, SW.1, G.B. (1951), 1 vol. (18,5 × 24 cm), 190 p., nombr. fig., 39 réf. bibl., 30s. — Étude des règles qui président au choix de l'emplacement et à l'organisation de l'usine; problème du logement du personnel; création de cités ouvrières à proximité du lieu du travail. L'architecte, chargé d'établir le projet d'une usine, rédigera une liste de questions auxquelles devra répondre son client, sur l'espace nécessaire aux fabrications, aux magasins, aux locaux d'expédition, aux laboratoires, bureaux, services auxiliaires, etc. Problème technique : étude, construction des différents ateliers, magasins, locaux divers et bureaux, éclairage, chauffage, isolation thermique, équipements élévateurs et transporteurs, etc.; laboratoires, cantines, infirmeries, installations sanitaires. E. 19092.

B-593. Le flUAGE DES MÉTAUX (Creep of metals). ROTHERHAM (L. A.); Ed. : Institute of Physics, 47 Belgrave Square, Londres SW.1, G.B. (1951), 1 vol. (15 × 25 cm), 80 p., 22 fig., 2 fig. h. t., 81 réf. bibl., 15s. — Caractéristiques de la courbe de flUAGE d'un spécimen métallique soumis à une charge constante sous une température donnée. Effet de la variation de la température et différents types de courbes de flUAGE. Écoulement cristallin et caractéristiques métallographiques des métaux soumis au flUAGE. Un chapitre est consacré au flUAGE transitoire, un autre au flUAGE constant. Résultats expérimentaux obtenus par DUSHMAN, DUNBAR et HUTHSTEINER sur différents fils en alliage constant ou (et) en alliage aluminium-

magnésium. Fluage tertiaire, correspondant à une période de fluage accélérée qui a lieu vers la fin de l'essai de fluage. Résultats obtenus sur des alliages chrome-nickel, acier au carbome-molybdène et acier Armeo. Divers alliages ayant la propriété de résister au fluage. E. 18963.

B-594. Le verre. Manuel pour étudiants et techniciens (Glass. A handbook for students and technicians). DOUGLAS (R. W.), MANNERS (M.), HOME DICKSON (J.), BASTICK (R. E.), WAINE (A. C.), BECKETT (H. E.), ROBERTSON (A. M.), PARTRIDGE (J. H.); Éd. : Hutchinson's Scientific and Technical Publications, Londres, G.-B. (1951), 1 vol. (14 × 22 cm), 300 p., nombr. fig., 25s. — Nature du verre, propriétés physiques et chimiques. Verres pour optique. Fabrication du verre, verre moulé, verre soufflé, verre plat, verre spécial pour optique. Applications du verre : verrerie pour laboratoire de chimie. Verre de sûreté, fibre de verre. Scellement du verre avec les métaux. Dans un chapitre concernant l'emploi du verre dans le bâtiment : étude des fenêtres, des toitures en verre, des blocs de verre utilisés comme matériaux de construction, du verre associé au béton. Durée du verre, résistance, transmission de la chaleur, transmission de la lumière naturelle, diffusion, transmission des rayons ultraviolets, transmission du son, double vitrage. Résistance au feu. Effet des bombardements. Bibliographie. E. 19166.

B-595. Étude des sols en vue de l'établissement des projets et de l'exécution des constructions (Ueber Bodenuntersuchungen bei Entwurf und Ausführung von Ingenieurbauten). TIEDEMANN (B.); Éd. : Wilhelm Ernst und Sohn, Hohenzollernstrasse 169, Berlin-Wilmersdorf, All.; Lange, Maxwell and Springer, Ltd, 41-45 Neal Street, Londres WC.2, G.-B. (1952), 4^e édit., 1 vol. (15,5 × 21 cm), iv + 72 p., 40 fig., 11 réf. bibl., DM : 8,50. — Généralités sur la nécessité des essais des sols. Travaux de fouilles et de percement. Prélèvement d'échantillons de sols. Détermination de l'humidité. Détermination et nomenclature des essais de sols et données relatives à la minéralogie : roches solides; sols cohérents ou non; humus et sols constitués de boues fermentescibles. Essais des échantillons sur place et matériel nécessaire; pompages, sondages. Détermination de la teneur en eau, de la densité moyenne, de la composition granulométrique sur les sols cohérents ou non et les sols sujets au gel. Détermination des limites de cohésion, de la teneur en chaux, de la résistance au glissement. Angle de glissement et poussée des terres. Détermination de la perméabilité. Essais des sous-sols sableux au moyen de sondages. Chargements d'essais et observation des affaissements; charge admissible. Moyens naturels servant à la discrimination des sols. Les tableaux présentent la résistance de divers sols; données numériques relatives aux pierres naturelles; caractéristiques des roches sédimentaires; division du sol; relations entre les diverses roches et terres naturelles; types principaux de roches et de sols. E. 18954.

B-596. Construction de routes goudronnées et asphaltées (Teer-und Asphaltstrassenbau). OBERBACH (J.); Éd. : Strassenbau, Chemie und Technik Verlagsgesellschaft, Postschliessfach 433 (17 a) Heidelberg, All. (1950), 2^e édit., 1 vol. (17 × 23 cm), 828 p., 551 fig., 1 fig. h. t. — Importance de la construction goudronnée et asphaltée. Liants utilisés pour cette construction. Stockage des liants bitumineux. Terrassements relatifs aux routes. Infrastructures

pour revêtements bitumineux. Pose à froid des revêtements bitumineux. Exécution des surfaces ordinaires, des surfaces renforcées. Réalisation de la rugosité dans les revêtements bitumineux unis. Pose à chaud des revêtements bitumineux. Exécution des bordures des chemins de roulement en revêtements bitumineux. Goudron et bitume sur les voies publiques en pierre. Goudron et bitume sur les chemins pour piétons et les routes cyclables. Revêtement bitumineux sur les tapis de roulement des ponts. Nouveaux procédés de construction. Revêtements noirs sur les autoroutes. Compaction du sol à l'aide de goudron, de bitume et de ciment. Procédés de construction utilisant le bitume dans les travaux hydrauliques. Appareils et machines servant à la construction des routes goudronnées et asphaltées. Laboratoire d'études pour la construction des routes. L'outillage. Questions de calcul. Les tableaux sont relatifs aux unités allemandes, anglaises et américaines, aux propriétés physiques des sols, aux roches employées dans la construction, à la constitution des mélanges bitumineux, aux coefficients de frottement, à la viscosité. E. 19031.

B-597. Maisons préfabriquées (Fertighäuser). KISTENMACHER (G.); Éd. : Ernst Wasmuth, Gartenstrasse 43, Tübingen, All. (1950), 1 vol. (19 × 25 cm), 184 p., 288 fig., DM : 19,80. — Maison préfabriquée; économie; développement; construction et finition; projet; l'architecte et la maison préfabriquée; urbanisme. Le bois, base de la construction; construction en pans de bois; construction en panneaux; construction en contreplaqué. Le béton, base de la construction; construction en panneaux armés; construction de l'ossature; construction en portiques; maisons en aluminium. Considérations d'ensemble. Développement dans l'avenir des modes de construction courants; constructions en briques; constructions en béton (Ytong, Turrit); constructions métalliques; considérations d'ensemble. Réglementation des mesures et normalisation; évolution des éléments de construction; planchers; fenêtres; toitures; installations sanitaires; cuisines; chauffage et ventilation. Recherches relatives à la construction. Plans et corps de bâtiments; maisons en lignes; maisons pour plusieurs locataires; grands immeubles à usage d'habitation. Considérations finales. Bibliographie. E. 19218.

B-598. Nouvelle méthode de calcul du béton précontraint (Nuevo metodo de calculo del hormigon pretensado). TORROJA (E.), PAEZ (A.); Éd. : Instituto Tecnico de la Construcción y del Cemento, Ruiz de Alarcón, 25, Madrid, Esp. (avr. 1951), 1 vol. (18 × 25 cm), 294 p., 159 fig., 2 fig. h. t., 39 réf. bibl. (résumés français et anglais), 50 Ptas. — Méthode de calcul du béton précontraint se différenciant de la méthode courante d'une part par le fait que le ciment n'est pas considéré comme un corps satisfaisant à l'hypothèse de Hooke, d'autre part par un concept différent du coefficient de sécurité et permettant la mise en valeur de tous les avantages particuliers de la précontrainte. Généralités sur la notion de sollicitation limite. Condition imposée d'une fatigue simultanée du ciment à la traction et à la compression. Concept mathématique du coefficient de sécurité appliqué aux sollicitations remplaçant l'ancienne notion des tensions admissibles. Fonction contrainte-déformation qui en

résulté. Diagramme représentatif sous la forme de courbes paraboliques de degré fractionnaire qui s'adaptent avec une grande approximation aux graphiques expérimentaux. Conditions d'équilibre dans le cas le plus général des pièces en double T pour qu'il y ait fatigue simultanée. Faibles valeurs qui en résultent pour le coefficient de sécurité. Dimensionnement des sections par application des formules précédentes. Marges nécessaires dans la réalité. Courbures des armatures suivant la variation des moments. Pertes dans les armatures. Étude comparative avec les procédés du calcul classique du ciment armé. Calcul des tensions dans les ancrages. Calcul particulier des poutres hyperstatiques. Normes pratiques de dimensionnement : caractéristiques mécaniques des matériaux, coefficients de correction, formules de dimensionnement, calcul de vérification dans les sections extrêmes. Conclusions : inadaptation des théories classiques à la limite de fatigue, excellente utilisation des réserves réellement disponibles avec la nouvelle méthode, utilisation de l'armature au-delà de sa limite élastique apparente. Exposé pratique des différents dispositifs de tension : armatures postendues, types linéaire et cylindrique, armatures pré-tendues, système de tension sans armatures. Étude détaillée de réalisations de tous ordres effectuées. E. 18828.

B-599. Théorie et calcul des ponts suspendus (Teoria e calculo das pontes pênsées). GRAVINA (P. B. J.); Éd. : Escola Politecnica da Universidade de São Paulo, Praça cel. Fernando Prestes, 74, São Paulo, Brésil (1951), 1 vol. (18 × 25 cm), 182 p., 77 fig., 1 fig. h. t. (résumés français, anglais et allemand). — Étude des effets de la surcharge mobile et des variations de température sur les ponts suspendus à un nombre quelconque d'ouvertures, comportant des câbles dont les extrémités sont immobilisées aux ancrages et des poutres de raidissement reposant sur deux appuis simples. Hypothèses fondamentales permettant le calcul. Système des équations différentielles de condition permettant d'obtenir par suppression des termes considérés comme négligeables, les équations de Rode et de Müller Breslau-Melan ainsi qu'une relation entre le déplacement et la poussée constituant l'équation de condition du câble. Intégration directe de l'équation de Müller Breslau-Melan, soit par la méthode habituelle des approximations successives, soit par l'emploi de la fonction de Green. Intégration directe de l'équation de condition du câble; influence des variations de l'indice de flexibilité accidentel, étude du terme correctif intervenant dans la résolution par approximations successives. Rapprochement des formules obtenues avec les équations auxquelles on arrive par l'emploi des séries trigonométriques par la résolution de l'équation de Müller Breslau-Melan. Fonctions d'influence pour la poutre de raidissement qui sont plus exactement des fonctions d'influence restreinte ou des pseudo-fonctions d'influence. Propriétés de ces fonctions. Obtention des lignes d'influence pour les ponts à plusieurs portées en employant les fonctions d'influence relatives aux ponts à une seule portée; calcul direct. Tables des principales fonctions introduites en fonction de l'indice de flexibilité accidentel et de la position. Exemple numérique détaillé des calculs relatifs au pont suspendu à trois ouvertures de la baie du Mount Hope aux U. S. A. Bibliographie. E. 18829.

ÉQUIPEMENT TECHNIQUE (III)

Déjà paru dans la même série au 31 mai 1952 :

- N° 1. — C. HERODY, *Bistre, suie et calcin: de leur production, de leurs inconvénients et des moyens pour les éviter et en réparer les dégâts.*
- N° 2. — R. GENAGE, *Conditionnement de l'air, ses applications dans l'habitat et dans l'industrie.*
- N° 3. — R. FISCH, *Le chauffage urbain et ses perspectives.*
- N° 4. — H. CHARLENT, *Influence de la normalisation et de la préfabrication sur la technique des installations sanitaires. L'emploi de la préfabrication sur les chantiers de reconstruction.*
- N° 5. — A. DESPLANCHES, *Les chambres d'essais climatiques.*
- N° 6. — P. BRESSOT, *Commentaire sur le dernier ouvrage concernant les techniques de l'étanchéité multicouche et problèmes de laboratoire qu'il soulève.*
- N° 7. — CYCLE DU CHAUFFAGE
- P. DUSSERIE, *Le chauffage des usines.*
- E.-G. LEAU, *Une richesse inexploitée : l'air du sol.*
- M. FICHARD, *Choix d'un système de chauffage dans les nouveaux immeubles collectifs.*
- J. RIMBAUD, *Problèmes posés par l'exploitation des installations de chauffage dans les immeubles anciens.*
- R. FISCH, *Le chauffage urbain dans les pays autres que la France.*
- N° 8. — R. COMTET, *Les méthodes modernes pour l'établissement des canalisations électriques collectives.*
- N° 9. — L. BERGER et R. SEMAILLE, *Réalisation moderne d'installations sanitaires.*
- N° 10. — A. POIRSON, *L'expérience au service de l'étanchéité. Le cuvelage.*
- N° 11. — R. CADIERGUES, *Les coefficients de rayonnement des matériaux.*
- N° 12. — Y. BOISDON et A. MASSIN, *Les installations de laboratoires.*
- N° 13. — R. COMTET, *Contribution à la sécurité dans l'emploi des courants électriques à l'intérieur des immeubles.*
- N° 14. — A. DESPLANCHES, *De l'introduction de l'air dans les locaux conditionnés. Visites d'installations de chauffage et de conditionnement d'air.*
- N° 15. — R. CADIERGUES, *Le thermomètre à température résultante.*
- N° 16. — A. BLANC, *Les recherches thermiques aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.*
- N° 17. — T. BEDFORD, W. LIESE, F. SQUASSI et Cyril TASKER, *État de la recherche en chauffage et ventilation dans quelques pays étrangers.*
- N° 18. — A. FOURNOL, *Quelques aspects économiques et techniques actuels des questions posées par l'établissement et l'exploitation des chauffages centraux.*
- N° 19. — R. BILLARDON, *Le chauffage thermodynamique.*
- N° 20. — R. DUPUY, *Choix du type et des caractéristiques générales de l'installation de chauffage la mieux adaptée au climat et au programme suivant la constitution du bâtiment.*
- N° 21. — P. MARILLIER, *Chauffage à eau surchauffée sous pression.*
- N° 22. — R. CADIERGUES, *La protection contre le gel en chauffage à eau chaude et le déneigement thermique.*
- N° 23. — G.-E. VARLAN, *Discussion de cas concrets d'étanchéité en toitures-terrasses.*
- N° 24. — R. CADIERGUES, B. MOREL et M. DAUDIN, *Méthode pratique du calcul des puissances en chauffage discontinu.*

CONFÉRENCES DU CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SESSION 1951-1952 (Seconde Série)

Salle des Conférences de la Fédération Nationale du Bâtiment et des Activités Annexes
7, rue La Pérouse, Paris-XVI^e.

JOURNÉES INTERNATIONALES DU CHAUFFAGE, VENTILATION, CONDITIONNEMENT DE L'AIR

Sous la présidence de M. A. MISSENARD.

MARDI 27 MAI 1952

RECHERCHES ET TECHNIQUES ÉTRANGÈRES

Évolution des recherches et des techniques en Belgique depuis 1940,
par L. MARCO.

Président de l'Association Technique de l'Industrie du Chauffage,
de la Ventilation et des produits connexes.

Évolution des recherches et des techniques aux Pays-Bas depuis 1940,
par M. VAN DER HELD, Directeur de la Warmte Stichting.

LE CHAUFFAGE PAR RAYONNEMENT

État actuel de la technique américaine en chauffage par rayonnement,
par T. N. ADLAM, Vice-Président de la SARCO Mfg. Corp.

État actuel de la technique allemande en chauffage par rayonnement,
par A. KOLLMAR,

Directeur du Bureau de Chauffage et des Machines
au Service d'Architecture du Sénat de Berlin,
Co-Directeur de la revue « Gesundheits-Ingenieur ».

État actuel de la technique italienne en chauffage par rayonnement,
par A. GINI, Docteur-Ingénieur.

État actuel de la technique française en chauffage par rayonnement,
par R. CADIERGUES, Directeur du Comité Scientifique et Technique
de l'Industrie du Chauffage et de la Ventilation.

MERCREDI 28 MAI 1952

LA RÉFRIGÉRATION

Le matériel frigorifique moderne,

par R. BILLARDON,

Maitre de conférences à l'École Centrale des Arts et Manufactures,
Professeur à l'Institut Français du Froid Industriel.

PROBLÈMES ÉCONOMIQUES DU CHAUFFAGE CENTRAL

La répartition des charges de construction et d'entretien
dans les installations de chauffage central,

par M. FICHARD,

Président de l'Union des Chambres Syndicales du Chauffage de France.

MARDI 10 JUIN 1952, à 17 h. 30

CONSIDÉRATIONS SUR LE CALCUL DES ÉCHAFAUDAGES DE TYPE COURANT DU BÂTIMENT

par M. le Général HANOTEAU,

Secrétaire Général du Comité Régional de Prévention
du Bâtiment et des Travaux Publics de Paris.

Les séances des mardi 13 et 20 mai et 17 juin sont supprimées. Les conférences de MM. DAWANCE, SCHMID et CREFDEVILLE sont reportées à une date ultérieure.

Le comptage des calories,
par R. FISCH, Président du Syndicat des Installateurs
et Exploitants de Chauffages Urbains et Collectifs.

VISITES D'INSTALLATIONS

— Installation de réfrigération.

— Régulation automatique d'une installation de conditionnement d'air.
Des précisions ultérieures seront données sur l'horaire, l'emplacement
des installations visitées et les conditions de participation aux visites.

JEUDI 29 MAI 1952

ÉTUDES ET RECHERCHES FRANÇAISES

Quelques travaux récents du C. S. T. B.
en matière d'équipement de chauffage dans les habitations,
par A. FOURNOL, Ancien Élève de l'École Polytechnique.

Études et recherches du Comité Scientifique et Technique
de l'Industrie du Chauffage et de la Ventilation,
par R. CADIERGUES, Ancien Élève de l'École Polytechnique.

La mesure de la ventilation par traceurs radio-actifs,
par Ch. FISHER et P. LÉVÉQUE,

Ingénieurs au Commissariat à l'Energie Atomique.

Les recherches thermiques aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics
par M. BLANC.

LA RÉGULATION AUTOMATIQUE

Résultats d'essais effectués sur la régulation automatique
des petites installations,

par R. DUPUY,

Ingénieur des Arts et Manufactures, Vice-Président de l'A. I. C. V. F.

La régulation automatique des grandes installations thermiques,
par G. PETIT, Ingénieur des Arts et Manufactures.

La précision en régulation automatique,

par V. BROIDA, Professeur à l'Institut Français du Froid Industriel.

MARDI 24 JUIN 1952, à 17 h. 30

LE BOIS DANS LA MENUISERIE ET LA CHARPENTE

Compte rendu des travaux de recherches et des essais
effectués en 1951-1952 par l'Institut National du Bois.

par M. J. CAMPREDON, Directeur de l'Institut National du Bois.

BATIR

REVUE TECHNIQUE DE LA FÉDÉRATION NATIONALE DU BÂTIMENT ET DES ACTIVITÉS ANNEXES
PUBLIÉE AVEC LE CONCOURS DE L'INSTITUT TECHNIQUE
ET DES LABORATOIRES DU BÂTIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

SOMMAIRE DU NUMÉRO 20

ÉQUIPEMENT TECHNIQUE : L'arrosage des toitures en pays chauds.

L'ouverture et la fermeture automatiques des portes.

Le froid artificiel dans le bâtiment (III).

DE LA TECHNIQUE AU DROIT : La révision des marchés de la Reconstruction.

Un immeuble vraiment fonctionnel
la Caisse des congés payés du Bâtiment de la région de Paris.

Les films du Bâtiment.
Briques de terre cuite et maçonnerie de briques.

Compagnonnage du temps passé
force de l'avenir?

Fiches bibliographiques.

Professions et enseignement technique.

GROS OEUVRE : Pose sans tranchée de canalisations souterraines.

BOIS : Le bois au service des grands travaux.

PEINTURE ET DÉCORATION : Les « machines à peindre » (III).

Ces textes s'attachent à présenter, d'une façon à la fois simple et complète, des renseignements utiles.

Prix du numéro : 300 F.

SPÉCIMEN GRATUIT SUR DEMANDE

BATIR — 33, avenue Kléber, Paris-XVI^e

Abonnement d'un an : 2 500 F

(Neuf numéros)